


Université Mohammed V de Rabat

Ecole Mohammadia d'Ingénieurs

2018-2019

# Projet de Fin d'Etudes

Département Génie Civil

Option : B.P.C.

EL BOTI Youness

EL RHARBAOUI Ghassan

# Conception et dimensionnement d’un bâtiment R+15 avec deux sous-sols :

## Etude comparative de systèmes de planchers

Soutenance prévue le 13.06.2019 devant le jury composé de :

| | | |
|---|---|---|
| Président du jury | : | Professeur BOUYAHYAOUI Azzeddine |
| Encadrant(s) à l'EMI | : | Professeur MOUSTACHI Oum El Khaiat |
| | | Professeur ELBRAHMI Jamila |
| Encadrant à l'organisme | : | Monsieur BOUGAMZA Elyazid |
| Autres membres du jury | : | Professeur LAMDOUAR Nouzha |

# Dédicaces

A mes très chers parents, en guise de reconnaissance et de gratitude, pour le soutien, la patience et les sacrifices dont ils ont toujours fait preuve tout au long de mes études.

A ma chère sœur, tantes, cousins et cousines qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

A tous mes amis,

A tous mes professeurs,

A toutes les personnes qui me sont chères,

Je vous dédie ce modeste travail que je n'aurai pu accomplir sans votre présence et votre amour.

Ghassan

*A ma chère mère CHENIOUR Saida*

*A mon cher père EL BOTI Abdessalam*

*A ma femme SAHMOUDI Lamiae*

*A ma petite fille EL BOTI Nour*

*A ma grande famille*

*A mes amis et mes collègues de l'EMI*

*A mes professeurs*

*Je dédie ce mémoire*

*EL BOTI Youness*

# Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude envers Mme. O. MOUSTACHI et Mme. J. EL BRAHMI, nos professeurs encadrants, pour les directives et les conseils qu'ils nous ont accordés tout au long de notre stage et qui ont fait preuve d'une grande disponibilité à notre égard.

Nous adressons nos profonds sentiments de reconnaissance et de gratitude à M. ELYAZID, notre encadrant au bureau d'études TPF Pyramide ingénierie, qui n'a ménagé ni temps, ni efforts pour nous conseiller et nous orienter dans notre projet de fin d'études.

Nous tenons à remercier tout particulièrement M. Abed, pour son aide, son assistance et sa grande disponibilité tout au long de notre stage de fin d'études.

Nous tenons à remercier également le président du jury, professeur A. BOUYAHYAOUI et professeur N. LAMDOUAR pour avoir accepté de juger notre travail.

Nous tenons aussi à remercier le corps professoral et administratif de l'Ecole Mohammadia d'Ingénieurs, dont les efforts déployés constituent le pilier de notre formation.

Enfin, tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation du présent mémoire, trouvent ici, l'expression de nos sincères reconnaissances.

# Résumé

Le présent mémoire porte sur la conception et le dimensionnement d'un bâtiment composé de deux sous-sols et 15 étages à usage d'habitation et plus spécifiquement sur l'étude comparative de deux variantes de planchers : le plancher-dalle en béton armé et la dalle réticulée.

La conception et le pré-dimensionnement des éléments structuraux ont été faits en tenant compte des contraintes architecturales et structurales.

Le contreventement adopté est un contreventement par voiles, permettant d'aboutir à un modèle final avec une meilleure réponse sismique.

Les normes et règlements utilisés comme référence dans ce travail sont : le RPS 2000 (révisé 2011) pour le calcul et les vérifications au séisme, les NV65 pour le calcul au vent, le BAEL 91 pour le dimensionnement des éléments en béton armé.

Le choix du type de plancher à mettre en œuvre fait l'objet d'une étude détaillée après avoir examiné les différents types de planchers tout en tenant compte des contraintes architecturales du projet.

Quant à la modélisation du bâtiment, elle a été réalisée à l'aide des deux logiciels de calcul par éléments finis : CYPECAD 2019 et Autodesk Robot 2014. L'analyse sismique du bâtiment est également effectuée à l'aide de ces deux logiciels afin de s'assurer des résultats du comportement de l'immeuble sous les sollicitations sismiques.

Finalement, une analyse multicritère (critères quantitatifs, économiques et environnementaux) est adoptée après avoir assuré la faisabilité des deux variantes en vue de faciliter le choix de la variante optimale.

Mots-clés :

- Plancher-dalle
- Dalle réticulée
- Contraintes
- Faisabilité
- Economique
- Flèche
- Poids

# ملخص

تتناول هذه الأطروحة تصميم وتحجيم مبنى للاستخدام السكني، والذي يتكون من قبوين و15 طابقًا. ويهتم بدراسة نوع البلاطة: لوح الأرضية الخرساني المسلح واللوح الشبكي..

يشكل موضوع اختيار أفضل نوع بلاطة تتمة للدراسة المفصلة لكافة أنواع الالواح المختلفة مع مراعاة الشروط المعمارية للمشروع. وتم اعتماد تصميم واحد لكل من المتغيرات من أجل تحقيق نتائج قابلة للمقارنة. .

تم تصميم النماذج باستخدام برنامجين حاسوبيين:CYPECAD 2019 et Robot 2014

تمت دراسة العناصر العمودية الحاملة بواسطة البرنامجين الحاسوبيين من أجل التوضيح الشامل لكيفية وضع قضبان الصلب و الحصول على فكرة مسبقة لكمية التعزيز اللازمة.

تم إجراء تحليل متعدد المعايير: المعايير التقنية والكمية والاقتصادية والبيئية من أجل تسهيل عملية اختيار العامل المتغير من طرف مكتب التصميم.

الكلمات الرئيسة:

- لوح الأرضية
- الخرساني المسلح
- لوح شبكي- اقتصادي
- الوزن
- القيود
- الجدوى

# Abstract

This thesis deals with the design and dimensioning of a building composed of two basements and 15 floors for residential use and more specifically on the comparative study of two floor variants: the reinforced concrete floor slab and the waffle slab.

Design and pre-design of structural elements have been made taking into account the architectural and structural constraints.

The bracing is adopted by shear walls, allowing to reach a final model with better seismic response.

Standards and regulations used as reference in this work are: RPS 2000 (revised 2011) for the calculation and verification of the earthquake effect, the NV65 to calculate the wind effect, BAEL 91 for dimensioning of reinforced concrete.

The choice of the type of floor to be implemented is the subject of a detailed study after examining the different types of floors while taking into account the architectural constraints of the project.

The building modeling was carried out using the two finite element computer programs: CYPECAD 2019 and Autodesk Robot 2014. The seismic analysis of the building is also carried out using these two softwares in order to ensure the results of the behavior of the building under the seismic solicitations.

Finally, a multi-criteria analysis (quantitative, economic and environmental criteria) is adopted after ensuring the feasibility of both variants in order to facilitate the choice of the optimal variant.

Keywords:

- Concrete Floor-slab
- Waffle slab
- Constraints
- Feasibility
-Economic
- Deflection
- Weight

# Table des matières

# Liste des tableaux

# Liste des figures

# Liste des annexes

# Introduction

Le projet de construction Anfa Club est considéré parmi les grands projets sur le point d'être réalisés par la société d'investissement immobilier Asma Invest basée à Casablanca. Il s'inscrit dans le cadre du projet Casa Anfa dont le but majeur est de moderniser le paysage urbain de la ville de Casablanca, contribuant ainsi au rayonnement de la capitale économique tout en développant des infrastructures aux standards internationaux. C'est ainsi qu'on voit, de plus en plus, des projets d'Immeubles de Grande Hauteur proliférer dans cette zone urbaine.

En raison de la grande diversité qu'offrent les méthodes et les techniques modernes de construction, les maîtres d'ouvrage visent un compromis entre l'aspect architectural, la stabilité de la structure, la rapidité d'exécution et surtout l'optimisation du coût. C'est à partir de là où commence le rôle de l'ingénieur, qui, dans sa première conception de l'ouvrage, se doit d'intégrer l'ensemble des données relatives au projet afin d'arriver à proposer des solutions capables de dépasser ces contraintes.

L'une des parties majeures de la conception d'un ouvrage et plus particulièrement d'un immeuble de grande hauteur est le choix du système de planchers, le premier élément structural intervenant dans le cycle de transmission des charges. Un choix optimal peut conduire à des économies majeures en termes de matière première et de main d'œuvre et peut donc constituer non seulement une rentabilité pour le projet mais également une solution écologique s'inscrivant dans le cadre du développement durable.

C'est dans cette perspective que s'inscrit notre projet de fin d'études : Conception et dimensionnement du LOT107 (bloc 8), un bâtiment R+15 avec deux sous-sols, tout en s'intéressant plus particulièrement à l'étude comparative de deux variantes de plancher : Le plancher-dalle en béton armé et la dalle réticulée, censées, à première vue, convenir aux particularités du projet.

Ainsi, le présent rapport commence par un chapitre introductif où l'on présente brièvement le projet et ses données techniques. On procèdera par la suite à une conception générale des éléments structuraux et notamment des planchers tout en fixant les deux variantes principales à étudier. On enchaînera par la modélisation du bâtiment à l'aide de deux logiciels de calcul par éléments finis : CYPECAD et ROBOT 2014 pour le calcul dynamique et l'analyse sismique du bâtiment et on passera par la suite à l'extraction et l'interprétation des résultats de calcul ainsi qu'à leur exploitation en vue de procéder aux vérifications réglementaires. On étudiera également l'action du vent afin déterminer l'effet le plus défavorable. On passera par la suite à l'étude des deux variantes de planchers fixées, le dimensionnement des éléments structuraux et du système de fondation. Le dernier chapitre du rapport sera consacré à l'étude comparative des deux variantes de planchers proposées, objectif principal de notre projet de fin d'études.

# Chapitre 1 : Présentation générale du projet et analyse des données techniques

# I. Présentation générale du projet :

**Situation et descriptif du projet :**

Le lot107 du projet Anfa Club se situe dans la nouvelle zone urbaine d'Anfa, sur une surface de 1,1 ha au niveau de l'ancien aéroport d'Anfa. Il s'agit de la construction d'un ensemble résidentiel comprenant :

- Deux sous-sols : le 1er sous-sol se situe à -4,53m/TN et le 2ème à -7,23m/TN.
- Un RDC de hauteur égale à 3,1m.
- Et 6 à 15 étages.

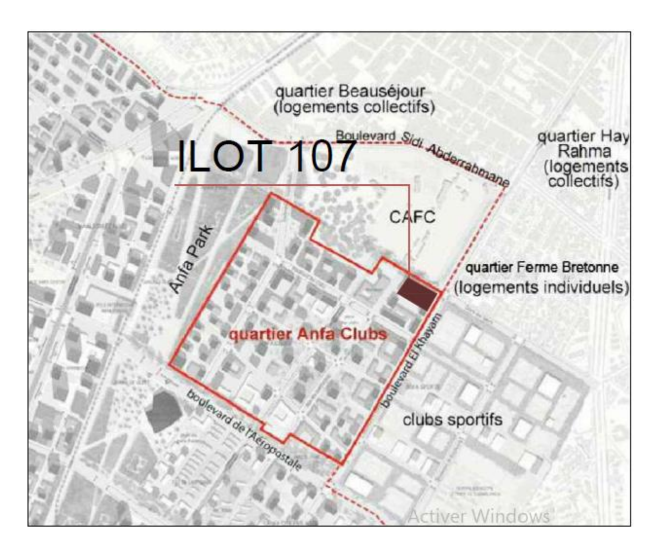



*Figure 1 Situation du projet*

-

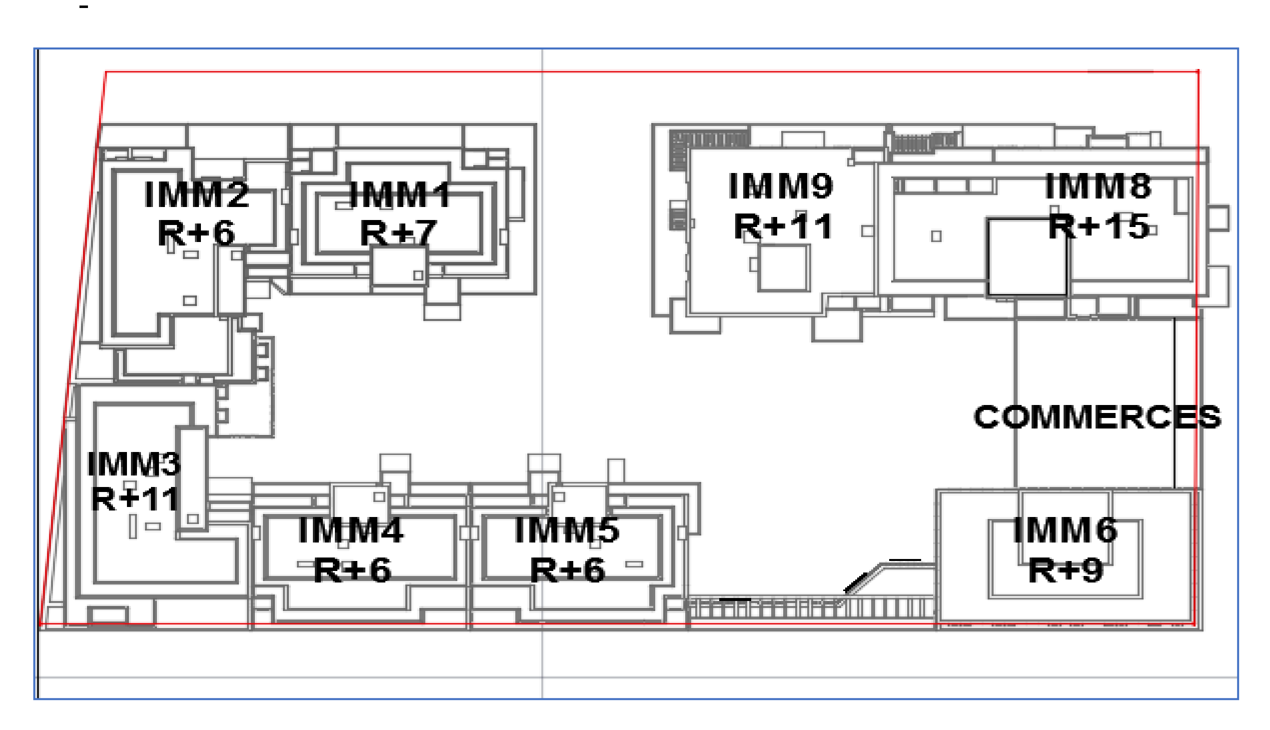



*Figure 2 Vue en plan du projet*

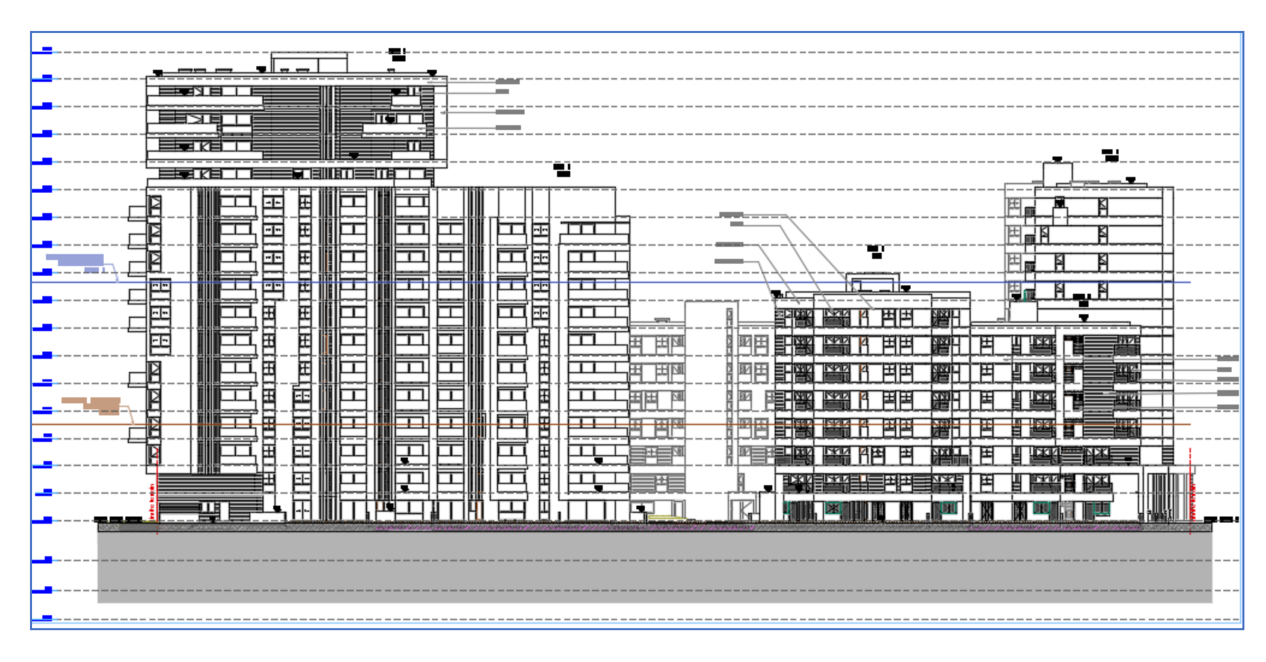


*Figure 3 Vue en élévation du projet*

Notre projet sera l'immeuble 8 (en R+15 avec deux sous-sols).

Le plan architectural du plancher-haut du 1$^{er}$ étage est présenté en annexe 1.

# II. Analyse des données techniques :

## 1. Données géotechniques :

### 1.1. Etudes géotechniques effectuées :

Les études géotechniques correspondant au présent projet (LOT 107-ANFA CLUB-CASABLANCA) ont été effectuées par le Laboratoire Public d'essais et d'études LPEE.

Le programme de reconnaissance adopté comprend :

- 2 sondages carottés pressiométriques, profonds de 20 m
- 5 sondages carottés profonds de 16.50 à 20 m, jumelés à des essais pressiométriques.
- Des essais en laboratoire ;
- Equipement piézométrique de deux sondages carottés afin de déterminer le niveau de la nappe et suivre ses fluctuations.

### 1.2. Résultats de l'essai pressiométrique :

Les résultats du sondage SP1 de l'essai pressiométrique effectué par le Laboratoire LPEE sont présentés en Annexe 2.

La nature du sol « Grès calcaire très dure » (présent dans tous les sondages de l'essai pressiométriques) indique qu'il n'y a pas de risque de liquéfaction.

## 2. Analyse des données de calcul sismiques :

### 2.1. Classification de la zone sismique du site :

L'emplacement du projet appartient à la province de Casablanca-Anfa, tableau 1, donc le projet appartient à la zone sismique 2[1].

| Province | Commune | Vitesse | Zone sismique en vitesse | Zone sismique en acceleration |
|---|---|---|---|---|
| Casablanca-Anfa | Anfa | 10 | 2 | 2 |
| Casablanca-Anfa | El Maarif | 10 | 2 | 2 |
| Casablanca-Anfa | Moulay Youssef | 10 | 2 | 2 |
| Casablanca-Anfa | Sidi Belyout | 10 | 2 | 2 |
| Machouar Casablanca | Machouar Casablanca | 10 | 2 | 2 |

*Tableau 1Zonage sismique selon le RPS2000v2011*

### 2.2.Coefficients d'accélération et de vitesse :

- Coefficient de vitesse :

Les valeurs des coefficients de vitesse pour les différentes zones sont indiquées dans le tableau 2 [1] :

| Paramètre de vitesse υ /1(m/s) | Numéro de zone de vitesse |
|---|---|
| 0.00 | 0 |
| 0.07 | 1 |
| 0.10 | 2 |
| 0.13 | 3 |
| 0.17 | 4 |

*Tableau 2Coefficient de vitesse selon le RPS2000v2011*

Ainsi, le coefficient de vitesse est égal à 0,10

- Coefficient d'accélération :

La carte du zonage sismique en accélération est donnée par la figure4[1] :

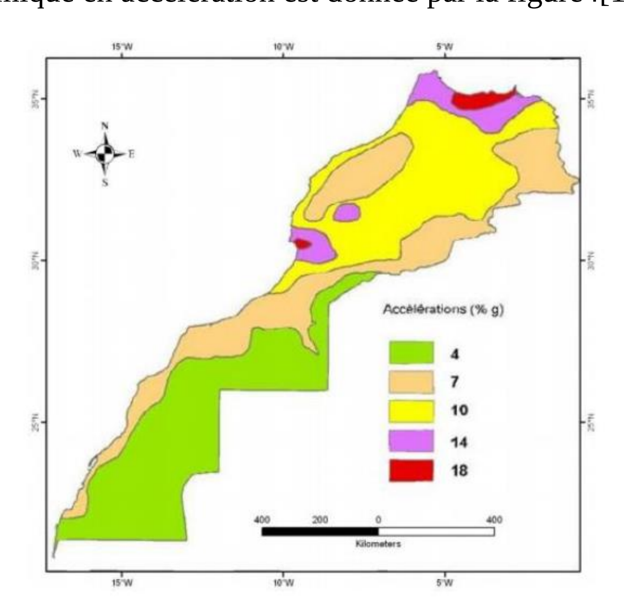



*Figure 4Carte de zonage sismique selon le RPS2000v2011*

D'après la figure ci-dessus, notre projet appartient à la zone en couleur jaune. Soit donc un coefficient d'accélération de 0,10.

- Coefficient du site :

D'après les résultats des sondages géotechniques effectués, le sol en place est constitué par des formations fermes rocheuses.

Le classement des sites en cinq types est adopté en fonction des caractéristiques mécaniques du sol et de son épaisseur, comme présenté dans le tableau 3 [1]:

| Sites | Nature | Coefficient |
|---|---|---|
| S1 | Rocher toute profondeur<br>Sols fermes épaisseur < 30 m | 1 |
| S2 | Sols fermes épaisseur ≥30 m<br>Sols meuble épaisseur <30 m | 1,2 |
| S3 | Sols meubles épaisseur ≥15 m<br>Sols Mous épaisseur <10 m | 1,4 |
| S4 | Sols Mous épaisseur ≥10 m | 1.8 |
| S5 | Conditions spéciales | * |

*Tableau 3 Valeurs des coefficients de site (RPS2000v2011)*

Ainsi, le site du projet est de type S1, donc le coefficient de site est égal à 1.

- Coefficient de priorité :

Le coefficient de priorité est donné en fonction de la nature des bâtiments par le tableau 4 [1] :

| Classe de constructions | Coefficient I |
|---|---|
| Classe I | 1.30 |
| Classe II | 1.20 |
| Classe III | 1.0 |

*Tableau 4 Coefficient de priorité selon le RPS2000v2011*

Les bâtiments du projet appartiennent à la classe des bâtiments ordinaires, et donc à la classe III.

Soit un coefficient de priorité: I = 1

- Facteur de comportement K :

Le facteur de comportement K, ou bien le facteur de réduction de la force sismique de calcul caractérise la capacité de la structure à dissiper l'énergie par comportement inélastique [1].

Ce coefficient est donné par le tableau 5 [1] en fonction du type de système de contreventement et du niveau de ductilité de la structure.

| Classes De Batiments | Niveau du Seisme (V : Facteur De Vitesse) | | |
|---|---|---|---|
| | $\upsilon \leq 0.10$ | $0.10 < \upsilon \leq 0.20$ | $0.20 < \upsilon$ |
| CLASSE I | ND1 | ND2 | ND3 |
| CLASSE II | ND1 | ND2 | ND3 |
| CLASSE III | ND1 | | ND2 |

*Tableau 5 Niveau de ductilité selon le RPS2000v2011*

On a :
- Bâtiment de classe III
- Coefficient du site S1=1
- Facteur de vitesse = 0,10

Soit, un niveau de ductilité ND1.

| Système de contreventement | ND 1 | ND2 | ND 3 |
|---|---|---|---|
| OSSATURES EN BETON ARME | | | |
| Portiques en Béton armé | 2 | 3.5 | 5 |
| Voile et Portique | 2 | 3 | 4 |
| Voile | 1.4 | 2.1 | 2.8 |
| Voiles couplés | 1.8 | 2.5 | 3.5 |
| OSSATURES EN ACIER | | | |
| Portique à nœuds rigides | 3 | 4.5 | 6 |
| Ossature contreventée | 2 | 3 | 4 |

*Tableau 6 Facteur de comportement selon le RPS2000V2011*

Vu que le type de contreventement adopté pour notre projet est un contreventement par voiles en BA, alors, le facteur de comportement est K=1,4.

- **Tableau récapitulant les différentes données sismiques (tableau 7) :**

| Désignation | Valeur |
|---|---|
| Zone sismique | 2 |
| Coefficient de vitesse | 0,10 |
| Coefficient d'accélération | 0,10 |
| Coefficient de site S1 | 1 |
| Niveau de ductilité | ND1 |
| Facteur de comportement K | 1,4 |
| Coefficient de priorité I | 1 |

*Tableau 7 Tableau récapitulatif des données sismiques*

## 3. Charges et surcharges :[2][3]

- Charges permanentes :

- Etage courant : 250 $Kg/m^2$
- Balcons : 350 $Kg/m^2$
- Toiture : 350 $Kg/m^2$
- Parkings : 250 $kg/m^2$

- Charges d'exploitation :

- Etage courant : 150 $Kg/m^2$
- Balcons : 350 $Kg/m^2$
- Toiture : 150 $Kg/m^2$
- Parkings : 250 $Kg/m^2$

# III. Contraintes liées au parking :

- Dimensions des espaces de stationnement pour un parking :

Les deux normes NF-P 91-100 et NF-P 91-120 qui s'adressent respectivement aux parkings de stationnement respectivement publics et privés définissent les dimensions des espaces de stationnement relatives aux parkings.

Elles définissent les règles de stationnement relatives aux véhicules légers de moins de 3,5t et de 1,9m de haut (dimensions des espaces de stationnement, rampes d'accès, voies de circulation et la hauteur minimale).

- **Rampe d'accès et voies de circulation :**

- Elles doivent être libres de tout obstacle sur toute leur largeur et sur une hauteur minimale de 2m **(**Mesurée perpendiculairement à la surface dans le cas d'une rampe).
- Hauteur calculée pour un empattement minimal des véhicules de 3m.
- La pente mesurée sur l'axe limitée à 18 %.
- Largeur des voies de circulation est de moins de 2,8m en sens unique et 5m en sens double.
- Sur une distance de 4 m en retrait de l'alignement des façades au débouché sur la voirie, la pente de la rampe ne doit pas excéder 5 %.

# Chapitre 2 : Conception et pré dimensionnement des éléments structuraux

# I. Planchers :

Les planchers désignent les structures porteuses horizontales d'un édifice. Ces porteurs horizontaux supportent leur propre poids, des revêtements, des murs, des cloisons ainsi que les charges d'exploitation. Ils peuvent être réalisés à partir de divers matériaux dont le béton. Différents types de planchers en béton sont possibles selon l'usage de la construction.[4]

Généralement le plancher est constitué de trois parties distinctes à savoir : le revêtement, la partie portante et le plafond.

- **Le revêtement** repose sur la partie portante. Ce peut être du carrelage, parquet en bois, dallages divers, revêtements synthétiques. Il doit être adapté au type de la construction, il doit garantir essentiellement une isolation acoustique et thermique satisfaisante, tout en présentant un aspect esthétique convenable.
- **La partie portante** doit résister aux charges transmises par le poids propre et aux surcharges prévues par les règlements en vigueur. Le poids propre comprend, outre le poids de l'élément porteur lui-même, le poids du revêtement et celui du faux-plafond. Les surcharges à admettre, dans le calcul des planchers, sont fixées par NF P 06-001 et NF P 06-004 du règlement [5].
- **Le plafond** est réalisé sous l'élément porteur, c'est un enduit de plâtre, ce peut être des plâtres préfabriqués en matériaux de tous genres. Il contribue à l'amélioration de l'isolation qui peut être obtenue tout en obéissant à l'esthétique.

Les planchers doivent répondre aux critères suivants :

- **Critères structuraux** de résistance et de stabilité : résistance aux charges transmises et assurance d'une flèche minimale préconisée par le règlement, ainsi que des critères de durabilité.
- **Critères d'étanchéité :** protection contre les pénétrations de l'eau, l'air et les différents agents qui peuvent nuire à la qualité du plancher.
- **Critères d'isolation :** thermiques et acoustique, afin d'assurer le confort et le bien-être des habitants.
- **Critères esthétiques ou architecturales.**
- **Critères techniques :** facilité de mise-en-ouvre, liaisons avec les éléments porteurs et facilité de passage de gaines électriques, d'eau et de chauffage…

Plusieurs types de planchers peuvent être considérés :

## 1. Les planchers-dalles et les dalles pleines :

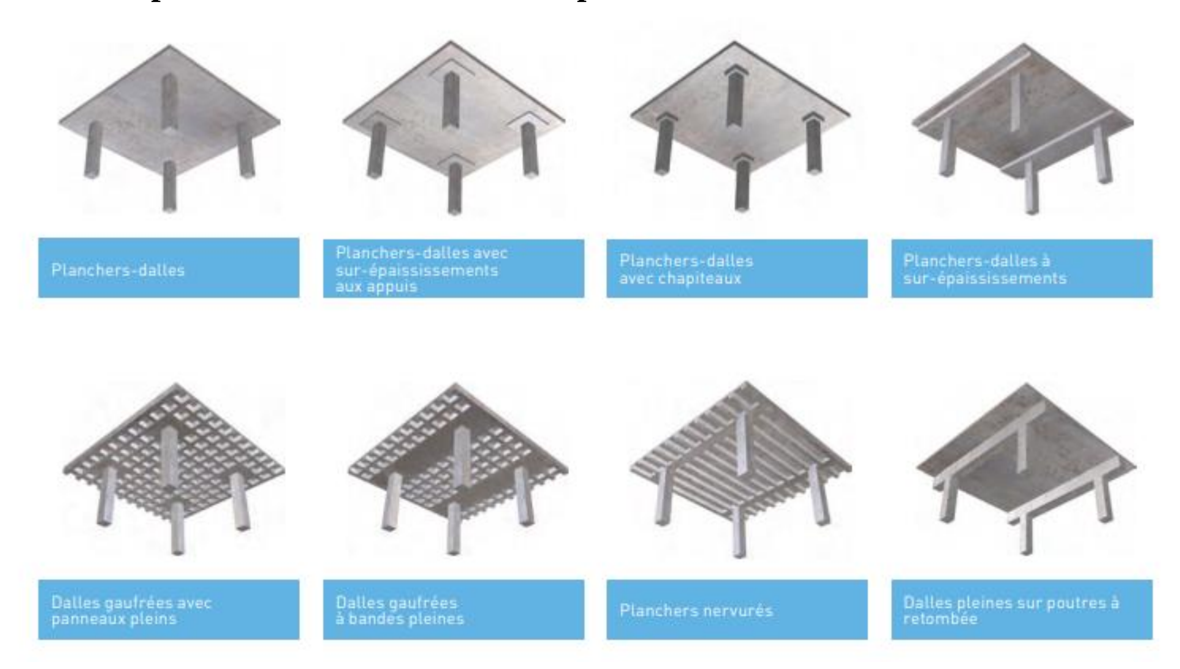



*Figure 5 Les différents types de planchers en béton (photo prise d'une brochure de CCL)*

### 1.1.Les planchers dalles :

Ce sont des planchers à sous face horizontale, sans aucune retombée de poutre et s'appuient directement sur des poteaux. On trouve les planchers-dalles, les planchers-dalles avec sur-épaississements aux appuis, les planchers-dalles avec chapiteaux, les planchers-dalles à sur-épaississements et les planchers-champignons avec éventuellement un épanouissement sous forme de champignons.

- Avantages :

- Coffrage simple et économique.
- Absence des retombées des poutres (ce qui est exigé par les contraintes architecturales parfois)
- Construction rapide.

- Inconvénients :

- Calculs longs et compliqués, surtout dans le cas d'une maille non régulière de poteaux et de voiles.
- Nécessité de plus de béton.
- Le ferraillage est plus important.
- Les instabilités fréquentes et importantes comme le poinçonnement plus favorisé pour ce type de plancher et nécessite parfois le recours aux dispositions telles que les champignons, les chapiteaux etc…

### 1.2.La dalle pleine :

C'est une dalle qui porte dans une seule ou deux directions. Ses appuis sont généralement parallèles (poutre ou voile).

- Avantages : le calcul est facile, l'épaisseur est réduite, possibilité de l'adapter aux formes non-usuelles …
- Inconvénients : les retombées des poutres sont importantes et créent des problèmes d'encombrement.

### 1.3.Les planchers nervurés :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée. Les nervures peuvent être en béton armé ou en béton précontraint, coulés sur place ou préfabriquées sur site ou en usine.

Elles reposent elles-mêmes sur des poutres principales ou des voiles. Elles ont des formes variées (rectangulaires, trapézoïdales, en I, en T, en double paroi, etc…). Les dalles peuvent être préfabriquées en totalité ou en partie (prédalle), en béton armé ou précontraint par fils adhérents.

- Avantages : Plancher généralement plus léger, permettant de plus grandes portées grâce aux nervures, qui permettent également la circulation de la chaleur.
- Inconvénients : les retombées sont diminuées mais sont dans ce cas généralisées.

## 2. Dalle en post tension :



*Figure 6 schéma illustrant le ferraillage d'une dalle en post tension*

Le béton précontraint par post tension, par ses performances, permet d'atteindre des résultats intéressants grâce à une meilleure utilisation des caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier.

Les contraintes, les flèches induites par le poids propre et partiellement les charges d'exploitations sont compensées par celles générées par la courbure des câbles noyés dans l'épaisseur des dalles. En fonction du besoin, il est possible d'agir sur de nombreux paramètres : l'effort dans les câbles, leur courbure et leur espacement.

Cette variante présente plusieurs avantages :

- **Grande portée et optimisation des surfaces :**

La mise en place de câbles dans les deux directions rend possible la diminution du nombre d'éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles).

- **Rythme de construction rapide :**

Les cadences de réalisation sont plus rapides que celles constatées sur les bâtiments classiques en béton armé, grâce à la réduction des quantités mises en œuvre.

- **Structures de grande fiabilité :**

De par leur conception et leur principe de fonctionnement, ce type de dalles est moins sujette aux fissurations, ce qui leur confère plus de durabilité et leur nécessite moins d'entretien. En jouant avec le dosage de la post contrainte, les flèches sont mieux contrôlées allant jusqu'à la possibilité d'annuler les flèches dues aux charges permanentes pour un meilleur comportement en service

- **Facilité d'approvisionnement et de manutention :**

L'approvisionnement du chantier est largement simplifié, puisqu'il n'y a pas de transport lourd. La manutention ne nécessite pas d'engins de levage importants en particulier dans des zones inaccessibles aux grues.

- **Economie de matériaux :**

La meilleure utilisation des hautes performances des matériaux permet de diminuer les quantités de matériaux (béton, aciers…) mis en œuvre et ainsi de réduire les coûts.

- **Une technique dans le sens du développement durable :**

La diminution des quantités de matériaux mis en œuvre est le paramètre le plus efficace pour réduire l'impact énergétique et l'émission de gaz à effet de serre (bilan carbone) dans la construction des ouvrages.

### 3. Dalle alvéolaire :

La dalle alvéolaire est constituée d'alvéoles évidées qui vont alléger son poids. Elle est réalisée en béton armé ou en béton précontraint en usine, ses besoins en main-d'œuvre et l'achat de matériaux pour le ferraillage et le coulage du béton sont réduits. La dalle alvéolaire peut avoir une longueur pouvant aller jusqu'à 14 m sans ajout d'éléments porteurs. La mise en place de la dalle alvéolaire suppose le recours à des systèmes de levage spécifiques aux grands chantiers. [4]

Ce type de planchers entraine des frais supplémentaires relatifs aux engins de levage nécessaires.

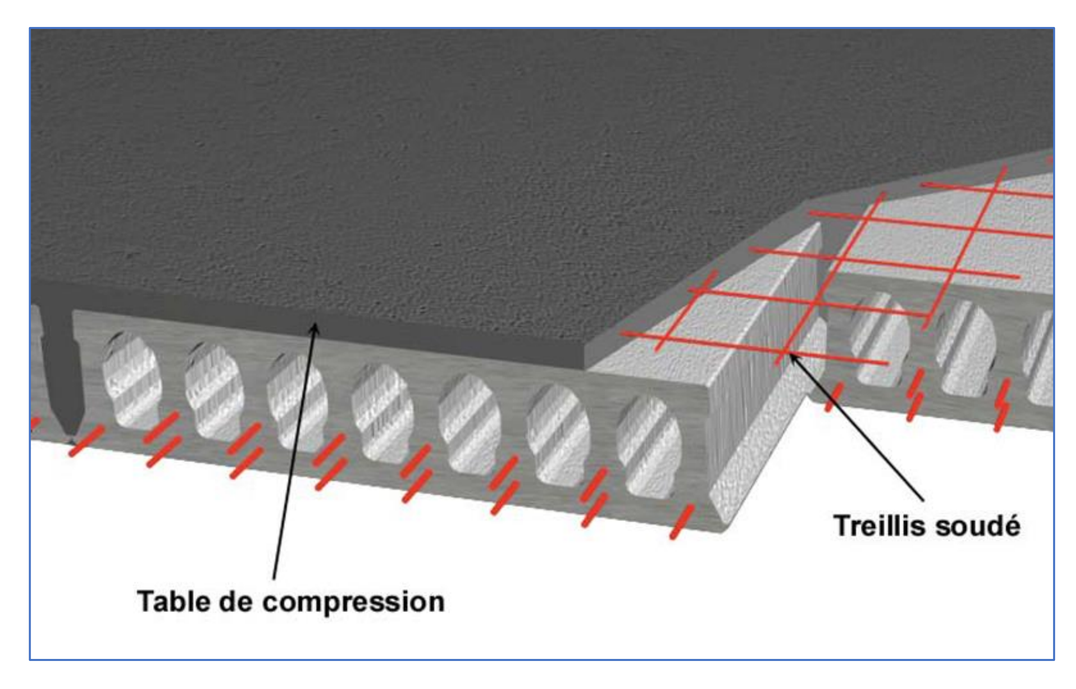



*Figure 7 schéma illustratif d'une dalle alvéolaire*

## 4. Dalle réticulée :

### 4.1.Généralités :

C'est un type de plancher en béton armé, reposant sur des poteaux et des voiles (et non des poutres), constitué de caissons avec joints.

« La dalle réticulée appartient à la famille des dalles en béton armé, non homogènes, allégées et armées, suivent deux directions orthogonales, configurant une plaque nervurée. » [6]

La structure admet que ses flexions puissent être reprises et analysées suivant deux directions d'armature, et forme avec les supports un ensemble structurel spatial capable de bien supporter les actions verticales réparties et ponctuelles mais d'une façon moindre les actions horizontales.

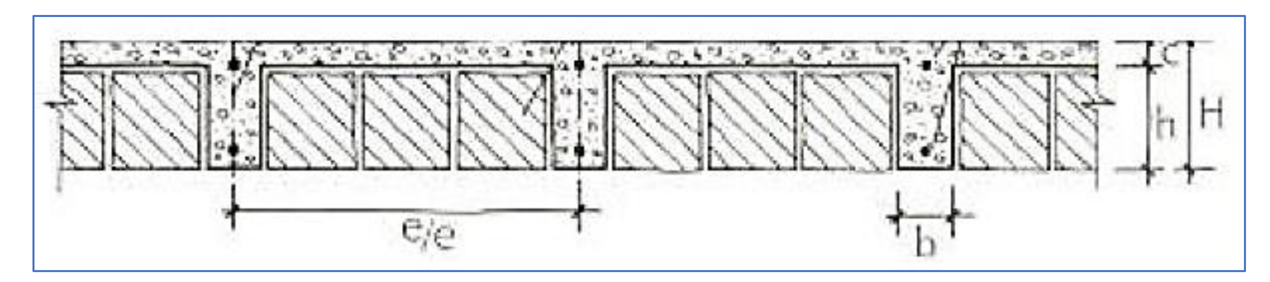



*Figure 8 Paramètres caractéristiques de la dalle réticulée*

### 4.2.Choix du type des planchers réticulées :

Concevoir ou choisir un type de plancher réticulé revient à définir le type des blocs à employer.

On distingue généralement entre deux types de blocs :

- **Dalle réticulée avec blocs allégés ou perdus :**



*Figure 9 Réticulé de blocs perdus*

- **Dalle réticulée avec caissons récupérables :**

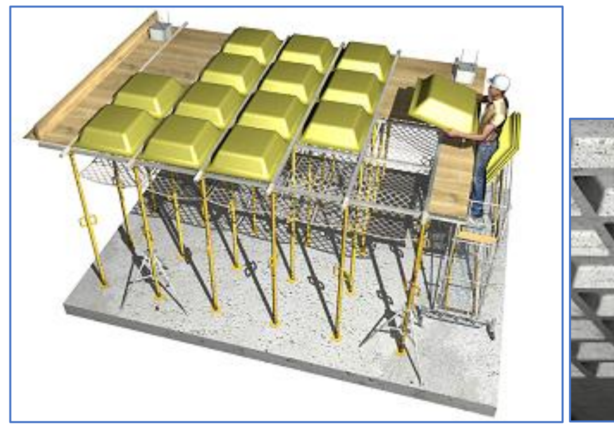



*Figure 10 Dalle réticulée, caissons récupérables*

## 5. Choix des variantes à étudier :

Les planchers à considérer comme variantes possibles pour l'étude de ce projet sont : Plancher-dalle en béton armé et plancher réticulé, pour les raisons suivantes :

- Les contraintes architecturales exigent le choix d'un système de plancher sans retombé de poutre, à savoir : Plancher dalle en béton armé, plancher réticulé et dalle en post-tension.
- Les dalles précontraintes ne sont pas économiques dans notre gamme de portée et cas de chargement.
- L'étude de la variante de dalle en post-tension n'est pas prise en compte par le bureau d'étude TPF Pyramide ingénierie.

## 6. Prédimensionnement :

### 6.1.Plancher-dalle :

#### 6.1.1. Epaisseur minimale en fonction de la durée de résistance au feu :

- e=6cm pour une demi-heure de coupe-feu ;
- e=7cm pour une heure de coupe-feu ;
- e=9cm pour 1h1/2 de coupe-feu ;
- e=11cm pour deux heures de coupe-feu ;
- e=15cm pour trois heures de coupe-feu ;
- e=17,5cm pour une coupe-feu de 4heures ;

### 6.1.2. Epaisseur minimale par le rapport portée/épaisseur :

**Données :**

- Charges d'exploitation $KN/m^2$ : 1,5 (pour un étage courant)
- Hypothèse de départ : dalles non armées au poinçonnement

D'après tableau 4.1 [7], le rapport L/h est égal à 30.

Pour une portée de 8m →$h = 26,67\ cm$. Soit une épaisseur de 30cm.

### 6.1.3. Flèche admissible :

La flèche maximale doit vérifier les conditions suivantes :

$$f_{max} \leq \frac{L_{max}}{500}\ si\ la\ portée\ Lmax\ est\ au\ plus\ égale\ à\ 5m \quad (8)$$

$$f_{max} \leq 0,5\ cm + \frac{L_{max}}{1000}\ si\ la\ portée\ Lmax\ est\ supérieure\ à\ 5m. \quad (9)$$

Dans notre cas la plus grande portée dépasse bien les 5m, donc on se trouve dans le cas (9).

On prédimensionne pour une portée de 8m. donc la flèche doit vérifier l'inégalité :

$$f_{max} \leq 1,3cm$$

Et on a :

$$f_{max} \leq \frac{5qL_x{}^4}{348EI}$$

Donc on doit vérifier :

$$\frac{5qL_x{}^4}{348EI} \leq 1,3\ cm$$

Avec :

$$I = \frac{be^3}{12}$$

On considère une bande de largeur b=1m, donc e doit vérifier :

$$\sqrt[3]{\frac{60qL_x{}^4}{348bE \times 1,3}} \leq e$$

Pour une bande de largeur b = 1m et une épaisseur e = 30cm on a :

- $Q = 0,150\ t/m^2$
- $G = 2500 \times 1 \times 0,3 + 250 \times 1 = 1t/m^2$.

} $q = 1,15\ t/m^2$.

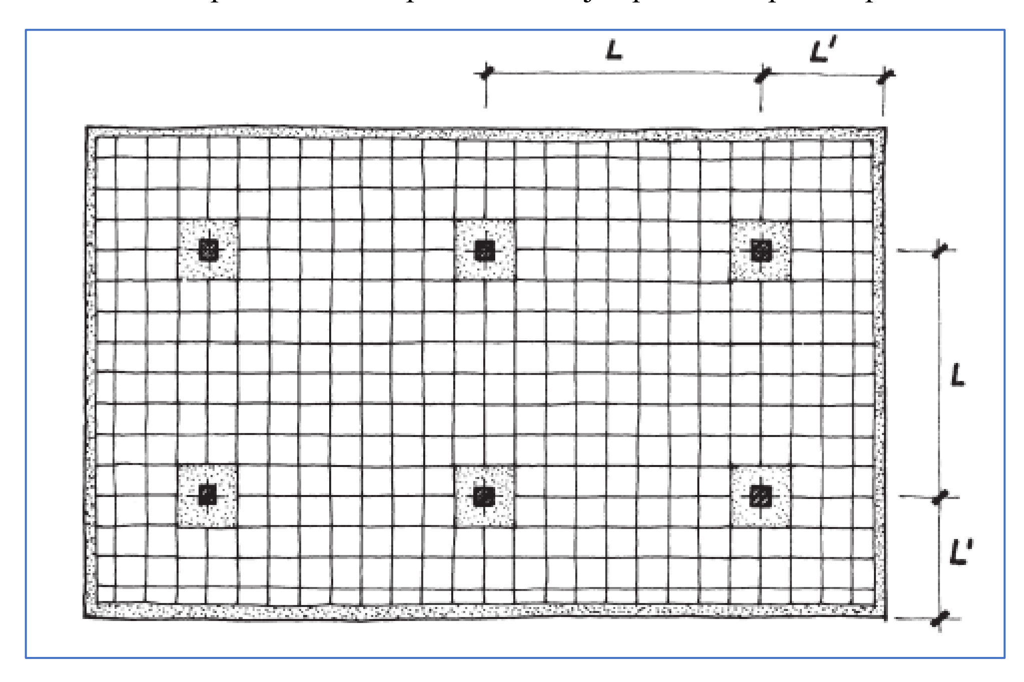
On trouve : $e \geq 26,88\ cm$→ e = 30 cm est bien acceptable.

### 6.2.Dalle réticulée :

### 6.2.1. Caractéristiques géométriques :

#### 6.2.1.1.Portée et épaisseur :

Les planchers réticulés permettent des portées allant jusqu'à 8m et parfois plus.




5m ≤ L ≤ 7m et 0,8-1m ≤ L'≤ 1,5 -2m

*Figure 11 Maillage idéal pour les planchers réticulés image prise du document "Planchers réticulés dans CYPECAD"*

Les épaisseurs de planchers réticulés pour les charges conventionnelles q ≤ 300 Kf/m² sont données par le tableau 8[8] :

| Épaisseurs de plancher réticulé pour charges conventionnelles q ≤ 300 kf/ m² | | | |
|---|---|---|---|
| q = Charge d'exploitation | | | |
| Portée (cm) | EHE (cm) | N.T.E. (cm) | CONSEILLÉ PAR EXPÉRIENCE |
| ≤ 4 | 15 | 20 | 20-23 |
| ≤ 5 | 20 | 20 | 23-25 |
| ≤ 6 | 20 | 25 | 25-27 |
| ≤ 7 | 25 | 25 | 28-30 |
| ≤ 8 | 30 | 30 | 30-35 |

*Tableau 8 Epaisseurs des planchers réticulés pour charges conventionnelles < 300 Kf/m2, d'après CYPE Ingenieros*

Pour les panneaux en retombée :

Pour de grandes portées, des charges de plus en plus importantes, ou bien pour les problèmes de poinçonnement ou la mise en place des armatures supérieures constructives, il devient nécessaire de donner une épaisseur plus grande aux panneaux déduites des élancements basiques. Dans ce cas, il serait raisonnable d'introduire des panneaux avec une épaisseur de l'ordre 1/20. Et en estimant l'épaisseur de la zone allégée pour une portée de 2/3 soit 70% de la portée entre appuis, en appliquant 1/24 à la zone allégée [8].

Pour les consoles :

| CONSOLE (m) | ÉPAISSEUR (cm) |
|---|---|
| 1 | 20 |
| 1,25 | 20-23 |
| 1,5 | 23-25 |
| 1,75 | 25-26 |
| 2 | 25-28 |
| 2,5 | 28-30 |
| 3 | 30 |
| > 3 | À ÉTUDIER |

*Tableau 9 Epaisseurs des consoles conseillées en fonction de la portée, d'après CYPE Ingenieros*

#### 6.2.1.2.Entraxe et orientation des nervures :

- La distance maximale entre les nervures est égale à 1m d'après la norme EHE[1]
- La distance maximale entre les nervures est égale à 1,5m d'après les Eurocodes.
- La valeur de l'entraxe la plus utilisée est égale à 80cm dans les deux directions.

#### 6.2.1.3.Géométrie des nervures :

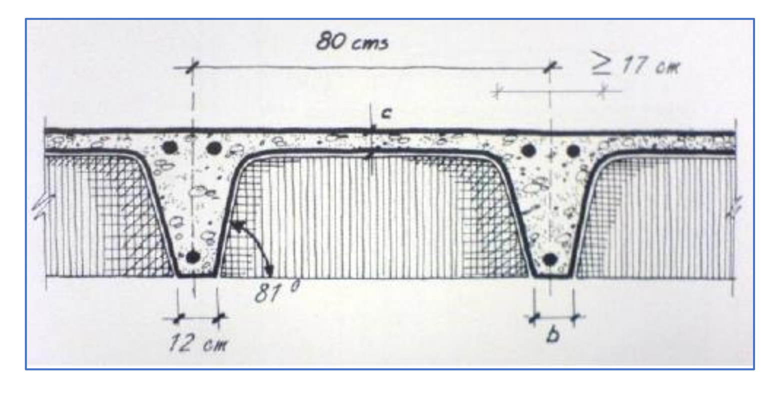



*Figure 12 Schéma simplifié des dalles réticulées avec caissons récupérables*

[1]Règlementation technique espagnole relative au projet et à l'exécution des travaux en béton structurel, qu'il soit en masse, armé ou prétendu. Elle est entrée en vigueur le 1-7-1999.

La largeur minimale des nervures de la dalle réticulée est généralement prise égale à 7cm et supérieure au quart de la hauteur du caisson h :

$$b \geq 7cm \ et \ b \geq \frac{h}{4} cm$$

Les investigations menées sur le marché espagnol affirment que les valeurs prises sont généralement de l'ordre :

- Caissons en blocs perdus de béton $b \geq 10cm$
- Caissons en blocs récupérables $b \geq 12cm$

#### 6.2.1.4.Géométrie des panneaux :

Les panneaux sont les zones massives qui entourent les poteaux dans les dalles réticulées. Leur rôle est la transmission des charges des nervures aux poteaux et résister au poinçonnement du poteau.

Les dimensions minimales recommandées pour les panneaux sont :

- 0,15L entre le centre du poteau et le bord du panneau où L : la portée parallèle.

0,17L peut aussi être adoptée parfois.

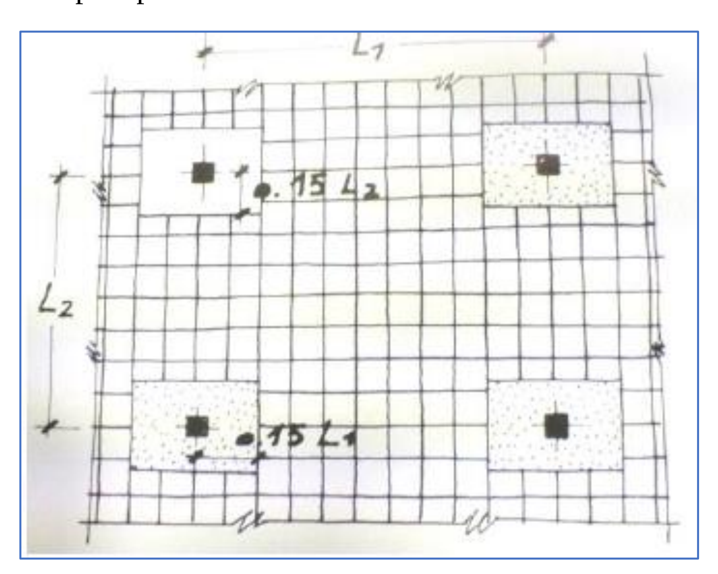



*Figure 13 Dimensions minimales recommandées pour les panneaux du plancher réticulé*

Par sécurité, la règle de compensation consiste à prendre la même dimension de part et d'autre de l'axe du poteau. Si le porte-à-faux ne dépasse pas 1m, il est conseillé d'étendre le panneau jusqu'au bord, sinon on prend 0,5V où V est la distance entre le poteau et le bord.

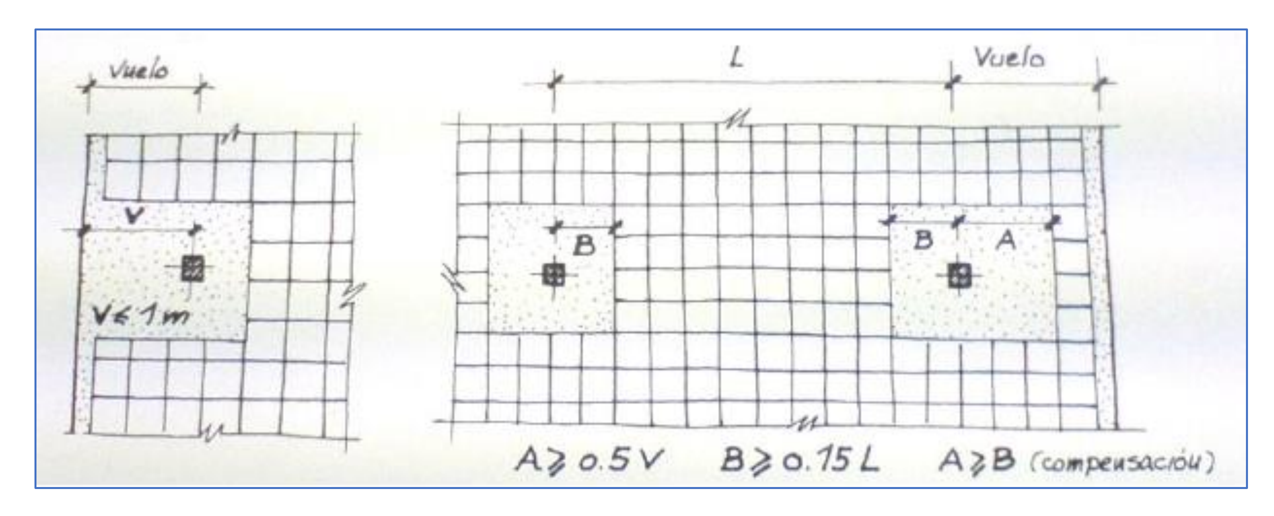



*Figure 14Critère de dimensionnement des panneaux de bord*

#### 6.2.1.5.La couche de compression :

L'épaisseur c de la couche de compression est fixée [9]:

- Pour les cas des blocs perdus, à 3 cm au minimum ;
- Pour les caissons récupérables : $c \geq \frac{L}{10}$ où L : portée libre entre nervures.

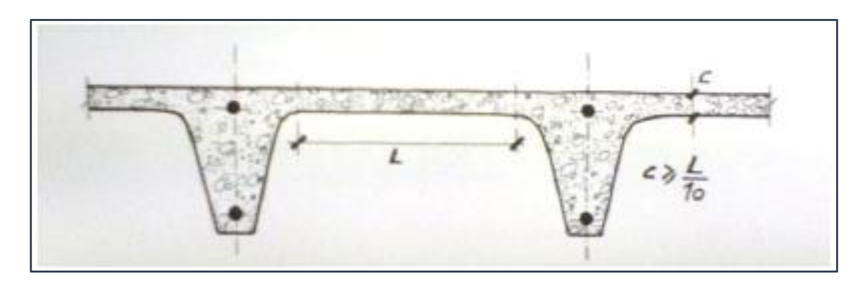



*Figure 15 Epaisseur minimale de la couche de compression préconisée par les normes espagnoles avant l'apparition de l'EHE*

« La séparation entre les axes des nervures ne doit pas dépasser 100cm et l'épaisseur de la couche de compression ne doit pas être inférieure à 5cm, en ajoutant des armatures de répartition des mailles ». Article 56.2 [10]

#### 6.2.1.6.Les poutres de bords et des réservations :

Bandes de bords et des réservations : des poutres situées au niveau des bords de la plaque réticulée et des réservations.

Rôles des bandes :

- Enlacer et lier la plaque aux poteaux.
- Renforcer les panneaux
- Supporter de manière directe le périmètre de la façade.
- Contribuer à la résistance aux poinçonnements de la plaque au niveau des poteaux de bords qui sont les plus défavorables.
- Redistribuer les efforts normaux.
- En zone sismique, maintenir la rigidité de la structure.

- Permettre l'ouverture des réservations dans les dalles réticulées, même dans une construction achevée et distribuer les efforts concentrés aux bords de ces dalles.

#### 6.2.2. Prédimensionnement :

La dalle réticulée choisie est une dalle réticulée avec blocs perdus en polystyrène.

D'après ce qui précède, pour des portées inférieures à 8m et charges conventionnelles comme indiqué sur la partie Chapitre 2. III.4 fig.9 [8], l'épaisseur conseillée par expérience varie de 30 à 35cm.

Dans notre cas, étant donnée l'existence de portées qui s'élèvent à8m, les règles de bonnes pratiques recommande d'ajuster l'épaisseur entre L/20 ~ L/22, soit : $e_{totale} = 40$cm

Pour l'épaisseur de la dalle de compression on prend : $e_{couche\ compression} = 5cm.$

Le modèle de la dalle réticulée sur CYPECAD est présenté dans la partie de l'étude de la variante du plancher réticulé.

Les dimensions et la forme des panneaux sont générées par CYPECAD.

Récapitulatif :

- Entre axe : on prend 80 cm (l'entre axe le plus utilisé)
- Epaisseur du plancher : $H=L_{max}/22$ = 8/26 = 0. 36m donc soit H=40cm
- Epaisseur de base de nervure = 12 cm > h/4 = 40/4 = 10 cm OK.

# II. Eléments porteurs :

## 1. Poteaux :

Dans la conception des poteaux, les règlesprises en compte sont :

- Règles de continuité par rapport aux poteaux des autres étages.
- Contraintes architecturales d'espace (zones réservées aux parkings…) : La disposition des poteaux et des voiles (des éléments verticaux) ne doit pas gêner la circulation et le stationnement des véhicules dans le parking.

Les dimensions de la section transversale du poteau, $h_c$et $b_c$étant respectivement la plus grande et la plus petite dimension [1] :

$$\begin{cases} b_c \geq 25\ cm \text{ (Ductilité ND1 et ND2)} \\ \frac{H}{b_c} \leq 16 \text{ Avec H : hauteur de l'étage} \end{cases}$$

Les poteaux peuvent être prédimensionnés par la condition de coffrage donnée par l'inégalité suivante :

$$B_r \geq \frac{\frac{N_u}{\alpha}}{\frac{f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s}} \qquad (1)$$

Avec :

$B_r$ : Section réduite du poteau obtenue en déduisant 1cm de béton sur toute la périphérie ;

$N_u$ : Effort normal ultime appliqué au poteau ;

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ du poteau.

$$\alpha = \frac{0{,}85}{1 + 0{,}2 \times (\frac{\lambda}{35})} \quad pour\ \lambda \leq 50 \ \ (2)$$

$$\alpha = 0{,}6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad pour\ 50 < \lambda \leq 70 \quad (3)$$

Les valeurs de A sont à diviser par k tel que :

- K=1,1 si la majorité des charges est appliquée avant 90 jours ;
- K=1,2 si la majorité des charges est appliquée avant 28 jours, et on remplace fcj par fc28 ;
- K=1 pour les autres cas.

Pour que toutes les armature participent à la résistance, il faut que l'élancement mécanique soit égal à 35. Soit $\alpha = 0{,}708$ (2).

Pour un poteau rectangulaire définie par les dimensions a et b telles que a < b (poteau Pg4) :

L'effort normal ultime : $N_u = 4447\ KN$

En utilisant l'inégalité (1) on obtient la condition suivante sur $B_r$ :

$$B_r = \big(a - 2(cm)\big)\big(b - 2(cm)\big) \geq 2746{,}86\ cm^2 \quad (4)$$

Les dimensions du poteau a et b sont telles que[1] :

- a ≥ 25cm (ductilité ND1)
- h/a ≤ 16 où h désigne la hauteur nette du poteau.

Le poteau est de dimensions 50×70 $cm^2$ : a = 50 cm et h = 6,2 m → la plus petite dimension du poteau vérifie bien la condition : a ≥ 38,75cm et h/a ≤ 16.

La grande dimension doit vérifier la condition (4) : b = 70 cm ≥ 59,23 cm→ vérifié.

## 2. Voiles :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan. Ces éléments peuvent être de type maçonnerie (armée ou non armée), c'est-à-dire les murs, ou bien des murs en béton armé auxquels on réservera le nom de voiles.

Leur rôle est de reprendre les différentes charges permanentes et d'exploitation apportées par les autres éléments structuraux tels que les poutres et les planchers. Ils servent également à participer au contreventement de la structure, ils jouent aussi un rôle d'isolation acoustique.

Le voile est l'élément structural vertical principal de la structure :

- Il s'agit d'une structure R+15 avec deux sous-sols, le choix des voiles va permettre d'éviter d'avoir des sections très grandes des poteaux vu l'importance des charges transmises, et d'avoir une structure spacieuse.
- Solution pour le contreventement général de la structure.

L'épaisseur minimale du voile est fonction de la hauteur nette $h_e$ de l'étage et des conditions de rigidité des extrémités. [1]

$e_{min}$ = min(15 cm, $h_e$/20) pour un voile non rigidifié à ses deux extrémités.

$e_{min}$ = min(15 cm, $h_e$/22) pour un voile rigidifié à une extrémité.

$e_{min}$ = min(15 cm, $h_e$/25) pour un voile rigidifié à ses deux extrémités.

Dans le cas de la présente structure, la hauteur nette d'un étage est $h_e$=3,10m**,** les voiles sont rigidifiés à leurs deux extrémités (cas des étages courants). On trouve alors : $e_{min} = 15cm$

Pour assurer une meilleure sécurité, on adopte une épaisseur $e = 25cm$ pour les voiles des cages d'escaliers et $e = 20cm$ pour ceux des deux ascenseurs.

### 3. Poutres :

Le prédimensionnement des poutres est réalisé en exploitant la condition de flèche[5]:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \; pour\ les\ poutres\ isostatiques \quad (5)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \; pour\ les\ poutres\ continues \quad (6)$$

Généralement, les hauteurs de prédimensionnement des poutres prises sont fixées à la valeur L/10 pour les poutres isostatiques et L/16 pour les poutres continues arrondies à 5cm près.

D'autres part, les dimensions de la poutre doivent vérifier :

$$0{,}3h \leq b_0 \leq 0{,}5h \quad (7)$$

Où :

$b_0$ : Largeur de la poutre

$h$ : Hauteur de la poutre

$L$ : Portée de la poutre

Pour la poutre continue du RDC dont la plus grande portée est égale à 3,85 m :

Données : L=3,85 m

Pour une hauteur h = 25 cm, la condition (6) est bien vérifiée.

Une largeur de 12 cm elle vérifie bien la condition (7).

# III. Contreventement :

Le type de contreventement adopté est un contreventement par voiles en béton armé, assuré entièrement par les voiles de la structure. En effet, le souci primordial de la conception est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et le contreventement longitudinal d'ensemble des bâtiments, elles doivent assurer la résistance aux forceshorizontales prises en compte dans les calculs (action du vent, séisme…) et aux dommages et déformations excessifs dus aux effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées[11]. En outre, par souci de limiter les inconvénients liés aux variations dimensionnelles sous l'effet de retrait et de températures, il s'avère judicieux de constituer un noyau de stabilité situé en partie centrale de l'immeuble (ascenseur et cages d'escaliers).

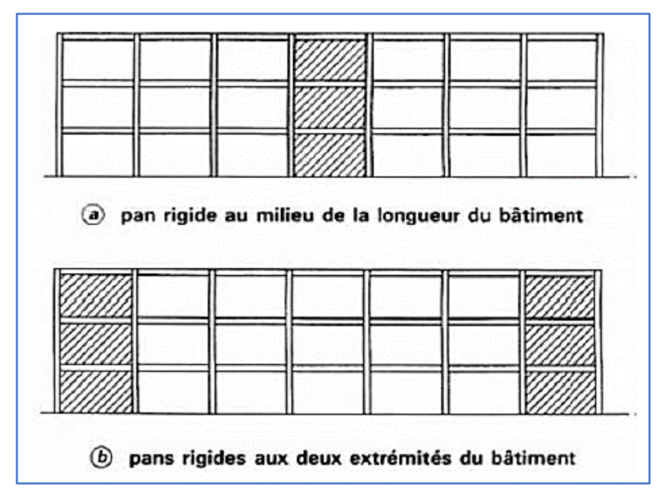



*Figure 16 Contreventement longitudinal d'un bâtiment, disposition des pans rigides*

**Remarque :**

Ce type de contreventement adopté est traduit sur ROBOT 2014, par encastrement de l'ensemble des voiles, ce qui revient à supprimer tous les relâchements linéaires et nodaux des voiles, par contre pour les poteaux, conserver des liaisons articulées. Dans ce cas, les poteaux ne seront pas conçus de manière à supporter les efforts sismiques (i.e. seront dimensionnés en compression simple).

# Chapitre 3 : Analyse sismique du bâtiment

# I. Etude de la régularité du bâtiment :

## 1. Régularité en plan :

La structure doit présenter une forme en plan simple, telle que le rectangle, et une distribution de masse et de rigidité sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales au moins, le long desquelles sont orientés les éléments structuraux. Lorsque le système structural n'est pas orienté le long d'un ensemble d'axes orthogonaux la structure est considérée irrégulière. [1]

Pour que la structure puisse être considérée régulière en plan, elle doit vérifier un ensemble de règles planes[1] :

a) La forme en plan simple du système structural de l'immeuble.

b) En présence de parties saillantes ou rentrantes, leurs dimensions ne doivent pas dépasser 0,25 fois la dimension du côté correspondant :

$$a + b \leq 0{,}25B$$

c) A chaque niveau, la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique, ne doit pas dépasser 0,20 fois la racine carrée du rapport de la raideur de torsion sur la raideur de translation. Cela se traduit numériquement de la façon suivante[1]:

$$e_x \leq 0{,}2r_x$$
$$e_y \leq 0{,}2r_y$$

Avec :

$$r^2 = \frac{raideur\ de\ torsion}{raideur\ de\ translation}$$

$$\boldsymbol{e_x = |X_G - X_C|}$$

$$\boldsymbol{e_y = |Y_G - Y_C|}$$

$$r_x{}^2 = \frac{\sum_i I_i x_i{}^2}{\sum_i I_i} \quad et \ \ r_y{}^2 = \frac{\sum_i I_i y_i{}^2}{\sum_i I_i}$$

d) L'élancement (Grand côté L/Petit côté B) ne doit pas dépasser la valeur 3,5 [1]:

$$\frac{L}{B} \leq 3{,}5 \qquad (8)$$

## Vérifications :

a) La forme en plan du bâtiment est bien simple.
b) Vérification du plancher haut R.D.C. (figure 17) :

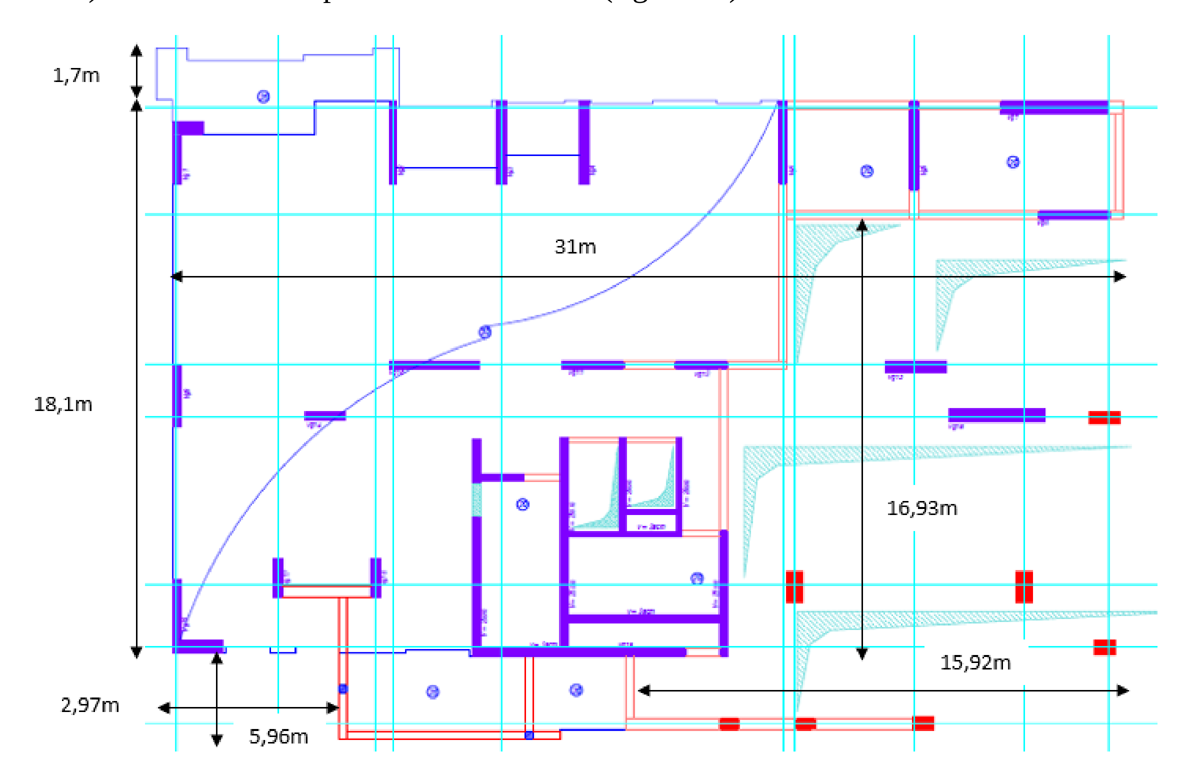



*Figure 17 Plan de coffrage du plancher haut R.D.C.*

Suivant la direction X, B = 31m et on a :

$$5{,}96 + 15{,}92 = 21{,}88m > 0{,}25B = 7{,}75m$$

Suivant la direction Y, B = 18,1m et on a :

$$16{,}93 + 5{,}96 + 1{,}7 = 24{,}59 > 0{,}25B = 5{,}6175m$$

Donc :la deuxième règle est non vérifiée.

Vu qu'ils existent des plans qui ne respectent pas la règle de régularité exigée[1], on peut affirmer que la condition n'est pas vérifiée pour ce bâtiment.

Les résultats sont regroupés dans le tableau 10 :

| Etage | Direction | a+b | B | 0,25B | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| RDC | Suivant X | 21,88 | 31 | 7,75 | Non |
| | Suivant Y | 24,59 | 18,1 | 4,525 | Non |
| 1er étage | Suivant X | 13,9 | 32,13 | 8,0325 | Non |
| | Suivant Y | 4,32 | 18,1 | 4,525 | Oui |
| Etages : 2,4,6,7,8,9 et 10 | Suivant Y | 27,7 | 32,13 | 8,0325 | Non |
| | Suivant Y | 4,06 | 18,1 | 4,525 | Oui |
| Etages : 3 et 5 | Suivant X | 25,66 | 32,13 | 8,0325 | Non |
| | Suivant Y | 4,06 | 18,1 | 4,525 | Oui |
| Etage 11 | Suivant X | 28,18 | 32,13 | 8,0325 | Non |
| | Suivant Y | 4,06 | 18,1 | 4,525 | Oui |
| Etage 12 | | | | | Oui |
| Etage 13 | Suivant X | 2,92 | 30,73 | 7,6825 | Oui |
| | Suivant Y | 4,01 | 14,64 | 3,66 | Non |
| Etage 14 | Suivant X | 2,93 | 30,73 | 7,6825 | Oui |
| | Suivant Y | 3,59 | 14,64 | 3,66 | Oui |
| Etage 15 | | | | | Oui |

*Tableau 10 Régularité en plan des différents étages*

b) L'écart entre le centre de masse et le centre de rigidité est clairement non vérifiée surtout suivant l'axe Y.

Le tableau 11 montre que cette condition n'est pas satisfaite.

| | Centre de masse (m) | | Centre de rigidité (m) | | $r_x$ et $r_y$ | | Ecart centre de masse/rigidité | | 0,2*r | | Vérifications | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Etage | $G_x$ | $G_y$ | $R_x$ | $R_y$ | $r_x$ | $r_y$ | $e_x$=XG-XC | $e_y$=YG-YC | 0,2*$r_x$ | 0,2*$r_y$ | Suivant x | Suivant y |
| RDC | -0,24 | 8,48 | -0,13 | 3,16 | 22,61 | 15,28 | 0,11 | 5,32 | 4,522 | 3,056 | Oui | Non |
| R+1 | 3,31 | 8,22 | -0,15 | 3,16 | 22,52 | 15,28 | 3,46 | 5,06 | 4,504 | 3,056 | Oui | Non |
| R+2 | 3,18 | 8,45 | -0,2 | 2,97 | 22,37 | 15,39 | 3,38 | 5,48 | 4,474 | 3,078 | Oui | Non |
| R+3 | 2,95 | 8,61 | -0,26 | 3,1 | 22,37 | 15,39 | 3,21 | 5,51 | 4,474 | 3,078 | Oui | Non |
| R+4 | 3,18 | 8,45 | -0,2 | 2,97 | 22,37 | 15,39 | 3,38 | 5,48 | 4,474 | 3,078 | Oui | Non |
| R+5 | 2,97 | 8,55 | -0,27 | 2,97 | 22,37 | 15,39 | 3,24 | 5,58 | 4,474 | 3,078 | Oui | Non |
| R+6 | 3,18 | 8,45 | -0,2 | 2,97 | 22,2 | 15,17 | 3,38 | 5,48 | 4,44 | 3,034 | Oui | Non |
| R+7 | 3,18 | 8,45 | -0,2 | 2,97 | 22,2 | 15,17 | 3,38 | 5,48 | 4,44 | 3,034 | Oui | Non |
| R+8 | 3,14 | 8,54 | -0,19 | 2,98 | 22,2 | 15,17 | 3,33 | 5,56 | 4,44 | 3,034 | Oui | Non |
| R+9 | 3,13 | 8,55 | -0,2 | 2,98 | 21,58 | 15,12 | 3,32 | 5,57 | 4,316 | 3,024 | Oui | Non |
| R+10 | 3,13 | 8,55 | -0,2 | 2,98 | 21,58 | 15,12 | 3,33 | 5,57 | 4,316 | 3,024 | Oui | Non |
| R+11 | 2,72 | 8,24 | -0,23 | 1,84 | 21,58 | 15,12 | 2,92 | 6,4 | 4,316 | 3,024 | Oui | Non |
| R+12 | 2,19 | 6,94 | -1,34 | 1,27 | 18,29 | 9,17 | 3,53 | 5,67 | 3,658 | 1,834 | Oui | Non |
| R+13 | 2,82 | 6,69 | -1,34 | 1,27 | 18,31 | 9,12 | 4,16 | 5,42 | 3,662 | 1,824 | Non | Non |
| R+14 | 3,01 | 6,74 | -1,34 | 1,27 | 18,31 | 9,12 | 4,35 | 5,47 | 3,662 | 1,824 | Non | Non |
| R+15 | 2,35 | 7,09 | -1,34 | 1,26 | 18,29 | 9,14 | 3,69 | 5,83 | 3,658 | 1,828 | Non | Non |

*Tableau 11 Vérification de l'écart entre le centre de masse et le centre de rigidité pour les différents étages*

c) Le plus grand rapport L/B des planchers-hauts des étages de cet immeuble est :

$$\frac{L}{B} = \frac{30,73}{14,64} = 2,1 < 3,5 \rightarrow \text{ La condition (8) est vérifiée.}$$

**Conclusion :**

D'après les différentes vérifications effectuées ci-dessus, on peut conclure que la structure de cet immeuble est non régulière en plan [1].

## 2. Régularité en élévation :

Pour que le bâtiment soit régulier en élévation, il doit nécessairement respecter les conditions suivantes[1]:

a) La distribution de la rigidité et de la masse doit être sensiblement régulière le long de la hauteur :

- Les variations de la rigidité entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser 30%. Ce qui revient à vérifier que :

$$\begin{cases} \dfrac{(\sum_i I_x(i) - \sum_i I_x(i+1))}{\sum_i I_x(i)} \leq 30\% \text{ dans la direction x} \quad (9) \\ \dfrac{(\sum_i I_y(i) - \sum_i I_y(i+1))}{\sum_i I_y(i)} \leq 30\% \; dans\ la\ direction\ y \quad (10) \end{cases}$$

- Les variations de la masse entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser 30%. Ce qui revient à vérifier que :

$$\frac{M_i - M_{i+1}}{M_i} \leq 30\% \quad (11)$$

Où Ii représente l'inertie du voile i et Mi la masse de l'étage i.

b) Dans le cas d'un rétrécissement graduel en élévation, le retrait à chaque niveau ne doit pas dépasser 0,15 fois la dimension en plan du niveau précédent sans que le retrait global ne dépasse 25% de la dimension en plan au niveau du sol.

c) Dans le cas d'un élargissement graduel en élévation, le retrait à chaque niveau ne doit pas dépasser 10% de la dimension en plan du niveau précédent sans que le débordement global ne dépasse pas 25% de la dimension en plan au niveau du sol.

a)

La condition de variation de la masse est non vérifiée entre le RDC et le 1er étage. Donc non vérifiée en général.

Ainsi, les valeurs limites pour les variations de masse et de rigidité entre les différents étages de l'immeuble exigées (9), (10) et (11) ne sont pas respectées. Les résultats sont regroupés dans le tableau 12 :

| | Suivant X | | Suivant Y | | Masse(t) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Etage | $I_x$ | Rapport | $I_y$ | Rapport | M(t) | Rapport |
| RDC | 6271,85 | 0,01 | 2327,66 | 0,002 | 617528,11 | 0,358 |
| R+1 | 6334,52 | 0,068 | 2331,41 | 0,02 | 838720,64 | 0,027 |
| R+2 | 5903,13 | 0 | 2284,83 | 0 | 815765,45 | 0,021 |
| R+3 | 5903,13 | 0 | 2284,83 | 0 | 798823,23 | 0,021 |
| R+4 | 5903,13 | 0 | 2284,83 | 0 | 815783,97 | 0,017 |
| R+5 | 5903,13 | 0,026 | 2284,83 | 0,06 | 801491,69 | 0,020 |
| R+6 | 5747,47 | 0 | 2147,73 | 0 | 817864,1 | 0 |
| R+7 | 5747,47 | 0 | 2147,73 | 0 | 817864,1 | 0,008 |
| R+8 | 5747,47 | 0,026 | 2147,73 | 0,139 | 824204,72 | 0,001 |
| R+9 | 5898,33 | 0 | 2447,33 | 0 | 823584,38 | 0 |
| R+10 | 5898,33 | 0 | 2447,33 | 0 | 823584,42 | 0,068 |
| R+11 | 5898,33 | 0,510 | 2447,33 | 0,894 | 767465,44 | 0,202 |
| R+12 | 2896,39 | 0,002 | 258,76 | 0,049 | 612650,36 | 0,068 |
| R+13 | 2890,21 | 0 | 246,06 | 0 | 571094,01 | 0,003 |
| R+14 | 2890,21 | 0,002 | 246,06 | 0,008 | 572614,52 | 0,202 |
| R+15 | 2895,23 | 1 | 243,97 | 1 | 688579,24 | 1 |
| | | Non vérifié | | Non vérifié | | Non vérifié |

*Tableau 12 Ratio des masses et des moments d'inertie entre les différents étages*

b)

Le rétrécissement entre les étages 11 et 12 est de : $18,1 - 16,37 = 1,73$ et on a :

$0,15 \times 18,1 = 2,715 > 1,73$ → Condition vérifiée.

Le rétrécissement entre les étages 12 et 13 est de : $16,37 - 14,64 = 1,73$ et on a :

$0,15 \times 16,37 = 2,4555 > 1,73$ → Condition vérifiée.

c)

L'élargissement entre les étages 14 et 15 est de : $16,31 - 14,64 = 1,67$ et on a :

$0,1 \times 14,64 = 1,464 < 1,67$ → Condition non vérifiée.

**Conclusion :**

D'après les différentes vérifications effectuées sur la régularité en élévation de la structure de cet immeuble, on peut conclure que ce bâtiment n'est pas régulier en élévation [1].

## 4. Choix de la méthode d'analyse :

Vu l'irrégularité en plan et en élévation du bâtiment, la méthode statique équivalente n'est pas utilisable[1]. Il s'avère donc nécessaire d'avoir recours à une approche dynamique reposant sur une analyse modale.

# II. Approche dynamique:

Si les conditions de régularité ou de hauteur d'une structure, exigées par l'approche statique équivalente ne sont pas satisfaites, il est admis d'utiliser une approche dynamique pour l'analyse de l'action sismique[1].

## 1. Modélisation sur ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014, variante du plancher-dalle en BA :

La modélisation du bâtiment en 3D est effectuée sur Logiciel ROBOT 2014. Après avoir modélisé et tracé l'intégralité du bâtiment sur Autodesk Robot CBS 2014 (Concrete Building Structures), le modèle est exporté vers Robot 2014.

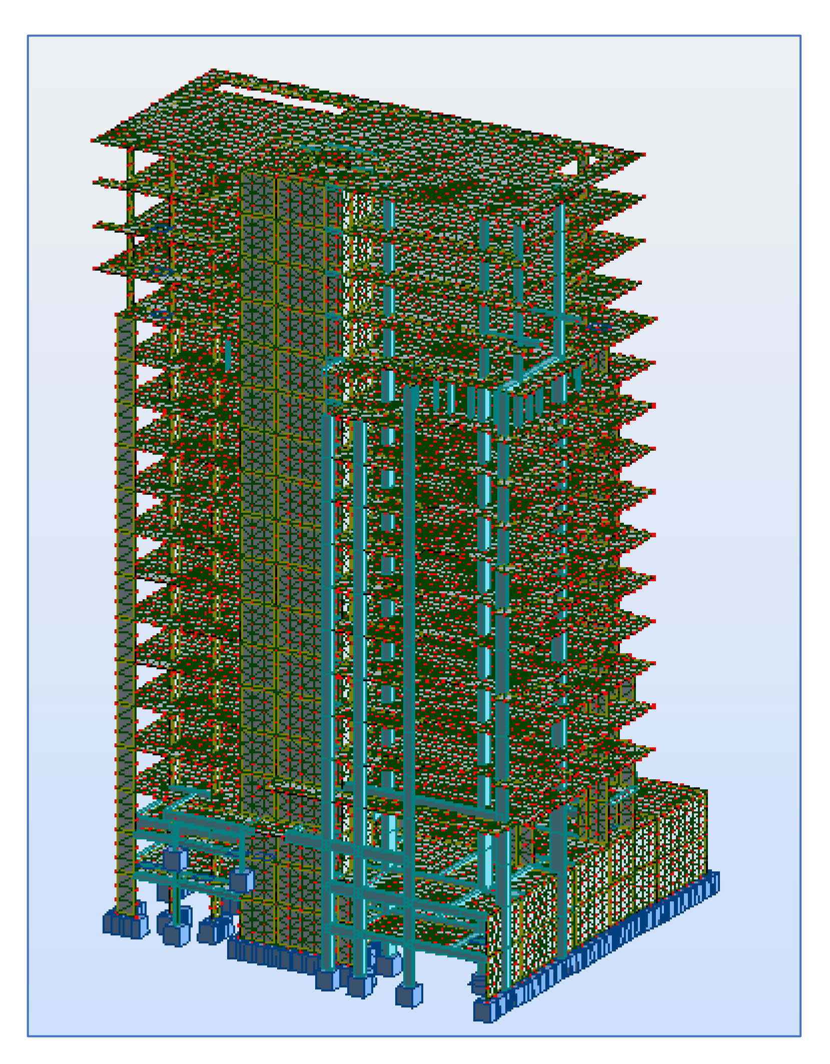


*Figure 18 Modèle du bâtiment étudié sous Robot Structural Analysis Professional 2014*

### 1.1. Analyse modale spectrale :

#### 1.1.1. Principe de l'analyse modale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux induits par un séisme donné sur une structure donnée. Considérée comme méthode de référence pour l'étude du comportement de cette dernière sous l'action d'un séisme, elle permet de déterminer le comportement de la structure sous l'effet d'une excitation de direction quelconque au droit des fréquences de résonance. A chacune de ces fréquences correspond un comportement différent de la structure, ou « mode propre ». En fonction des fréquences de ces modes, les sollicitations sismiques sont caractérisées par les spectres de réponse sismique.

Cette analyse dynamique repose sur les hypothèses suivantes :

- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage des fréquences propres dites" de résonnance" de la structure.
- Le comportement global de la structure est une superposition de chacun des modes propres.

L'analyse modale spectrale va donc suivre les étapes indiquées ci-dessous :

- Recherche des modes propres de la structure.
- Tri et sélection des modes qui jouent un rôle prépondérant lors d'un séisme et prise en compte éventuellement du pseudo-mode.
- Combinaison des réponses modales.
- Cumul des effets des composantes du mouvement sismique.

#### 1.1.2. Recherche et sélection des modes propres :

L'étude du comportement de la structure du bâtiment est basée sur un système à plusieurs degrés de liberté.

Or, en théorie, l'analyse dynamique permet la détermination d'autant de modes propres que la structure comporte de degrés de liberté.

Pourtant, il n'est pas question d'extraire autant de modes propres que de degrés de liberté. Il faut donc sélectionner le nombre de modes à extraire pour se rapprocher du comportement dynamique réel de la structure.

En effet le nombre limité des modes calculés ne constitue pas un handicap pour les raisons suivantes : [12]

- Pour une action sismique donnée, la réponse globale de la structure est essentiellement constituée de quelques modes principaux ; au-delà d'une certaine fréquence dite la fréquence de coupure ; l'apport des modes supérieurs est négligeable ;
- La technique du mode résiduel permet de prendre en compte l'ensemble des modes supérieurs situés au-delà de la fréquence de coupure.

La sélection des modes propres se fait avec le critère des masses modales effectives. C'est-à-dire la masse qui est excitée pour le mode i.

Le calcul des modes doit être poussé de façon à satisfaire les deux conditions suivantes issues du PS 926.6.2.2. :

- Atteindre la fréquence minimale de 33 Hz dite « fréquence de coupure » dans chaque direction d'excitation.
- Solliciter 90% de la masse totale du système dans chaque direction d'excitation. Au-delà de la fréquence de coupure l'apport des modes supérieurs est négligeable.

### 1.1.3. Combinaisons des réponses modales :

Le calcul à l'aide d'un spectre permet de déterminer la réponse maximale pour chacun des modes étudiés, et de superposer ces réponses modales en utilisant une des méthodes ci-dessous :

d) Superposition des réponses spectrales SRSS :

La SRSS donne généralement des résultats convenables pour des systèmes ayant des modes de vibration bien séparés Toutefois, dans une analyse en trois dimensions, des modes dans des directions de calcul différentes peuvent posséder des modes de vibration très semblables, la combinaison SRSS peut sous-estimer les résultats de l'analyse dynamique.

$$r_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} r_{i\,max}{}^2}$$

e) Combinaison quadratique complète CQC :

Dans le cas où le système possède des modes très rapprochés, la combinaison quadratique complète donne une meilleure estimation. Elle converge vers la SRSS si les modes sont bien séparés.

$$r_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n} \rho_{ij} r_{i\,max} r_{j\,max}}$$

Où :

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j}(\xi_i + r\xi_j) r^{1,5}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_i\xi_j r(1+r^2) + 4(\xi_i{}^2 + \xi_j{}^2) r^2}$$

Avec :

-$\rho_{ij}$ : coefficient de corrélation entre les modes i et j ;

-$\xi_k$ : coefficient d'amortissement pour le mode k (valeurs relatives) ;

-$r = \frac{w_i}{w_j}$ : rapport des pulsations propres.

Dans les conditions réelles, les mouvements sismiques sont des mouvements qui se propagent au hasard dans les trois dimensions de l'espace. Pour rendre compte de ce fait, les règlements, notamment le PS 92, proposent de cumuler les effets des composantes du mouvement sismique suivant les combinaisons dites de Newmark :

$$S = \pm S_x \pm \lambda S_y \pm \mu S_z$$

$$S = \pm\lambda S_x \pm S_y \pm \mu S_z$$

$$S = \pm\lambda S_x \pm \mu S_y \pm S_z$$

Où :

- $S_x$, $S_y$ et $S_z$ désignent les déformations ou sollicitations dues à chacune des composantes horizontales et verticales respectivement et S l'action résultante.
- $\lambda$ et $\mu$ sont généralement pris égaux à 0,3.

Les résultats du calcul modal sont représentés dans le tableau 13:

| Mode | Période [sec] | Fréquence (Hz) | Masse modale suivant X (%) | Masse modale suivant Y (%) | Masses cumulées X (%) | Masses cumulées Y (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1,29 | 0,78 | 0,21 | 60,47 | 0,21 | 60,47 |
| 2 | 1,13 | 0,88 | 58,67 | 0,45 | 58,88 | 60,92 |
| 3 | 0,74 | 1,35 | 2,54 | 1,62 | 61,42 | 62,54 |
| 4 | 0,47 | 2,14 | 3,39 | 2,42 | 64,81 | 64,96 |
| 5 | 0,33 | 3,05 | 3,24 | 10,01 | 68,05 | 74,98 |
| 6 | 0,32 | 3,08 | 0,4 | 0,84 | 68,45 | 75,82 |
| 7 | 0,28 | 3,56 | 1,66 | 0,04 | 70,11 | 75,85 |
| 8 | 0,25 | 4,06 | 6,78 | 2,42 | 76,9 | 78,27 |
| 9 | 0,17 | 5,82 | 0,54 | 0,55 | 77,43 | 78,82 |
| 10 | 0,15 | 6,5 | 1,64 | 3,83 | 79,08 | 82,65 |
| 11 | 0,13 | 7,84 | 0,61 | 0,12 | 79,68 | 82,77 |
| 12 | 0,12 | 8,29 | 1,98 | 1,19 | 81,66 | 83,96 |
| 13 | 0,1 | 10,11 | 0,02 | 0,8 | 81,68 | 84,76 |
| 14 | 0,1 | 10,28 | 0,22 | 0,11 | 81,9 | 84,87 |
| 15 | 0,1 | 10,38 | 1,19 | 1,36 | 83,09 | 86,24 |
| 16 | 0,08 | 12,37 | 0,32 | 0,21 | 83,41 | 86,45 |
| 17 | 0,08 | 12,71 | 0,73 | 0,88 | 84,14 | 87,33 |
| 18 | 0,07 | 14,18 | 0,76 | 1,24 | 84,9 | 88,57 |
| 19 | 0,07 | 14,48 | 0,37 | 0,01 | 85,27 | 88,58 |
| 20 | 0,06 | 15,51 | 0 | 0,01 | 85,27 | 88,59 |
| 21 | 0,06 | 15,67 | 0,05 | 0,04 | 85,33 | 88,62 |
| 22 | 0,06 | 16,83 | 0,58 | 0,94 | 85,91 | 89,56 |
| 23 | 0,06 | 17,14 | 0,68 | 0,87 | 86,59 | 90,43 |
| 24 | 0,05 | 18,25 | 0,16 | 0,14 | 86,75 | 90,57 |
| 25 | 0,05 | 19,75 | 1,3 | 0 | 88,05 | 90,57 |
| 26 | 0,05 | 19,9 | 0 | 0 | 88,05 | 90,57 |
| 27 | 0,05 | 20,17 | 0,04 | 0,77 | 88,09 | 91,34 |
| 28 | 0,05 | 20,2 | 0 | 0,13 | 88,09 | 91,47 |
| 29 | 0,05 | 20,31 | 0,01 | 0,05 | 88,1 | 91,52 |
| 30 | 0,05 | 20,54 | 0,02 | 0,17 | 88,12 | 91,69 |
| 31 | 0,05 | 20,86 | 0 | 0,03 | 88,13 | 91,72 |
| 32 | 0,05 | 20,9 | 0,05 | 0,44 | 88,18 | 92,16 |
| 33 | 0,05 | 21,62 | 0 | 0,15 | 88,18 | 92,32 |
| 34 | 0,05 | 22,04 | 0,9 | 0,02 | 89,09 | 92,33 |
| 35 | 0,04 | 22,61 | 0,11 | 0 | 89,2 | 92,34 |
| 36 | 0,04 | 23,07 | 0,02 | 0,11 | 89,22 | 92,45 |
| 37 | 0,04 | 23,41 | 0 | 0,65 | 89,22 | 93,1 |
| 38 | 0,04 | 23,77 | 1,2 | 0,16 | 90,41 | 93,27 |
| 39 | 0,04 | 24,26 | 0,13 | 0,45 | 90,54 | 93,71 |
| 40 | 0,04 | 24,38 | 0,04 | 0,18 | 90,58 | 93,89 |

*Tableau 13 Résultats du calcul modal, ROBOT 2014, variante du plancher-dalle*

**Remarque :**

On n'a pu atteindre une mobilisation de 90% de la masse modale dans les deux directions X et Y sur ROBOT 2014 qu'avec adoption de 40 modes propres

### 1.2.Vérifications des déplacements :

#### 1.2.1. Vérification du déplacement latéral au sommet :

Les déplacements horizontaux maximaux obtenus sur logiciel Robot 2014 :

- Déplacement maximal suivant X : $f_x = 5{,}91\ cm\ \ (12)$
- Déplacement maximal suivant Y : $f_y = 7{,}92\ cm\ \ (13)$

Les déplacements sont ainsi largement inférieurs à la valeur limite imposée par le règlement parasismique[1].

En effet, la flèche totale du bâtiment doit vérifier : $\Delta g\ \leq 0.004H$ où H est la hauteur totale du bâtiment. Dans notre cas : H=46,5m, soit 0.004H=18,6cm largement supérieure aux déplacements maximaux (12) et (13) obtenus, donc la condition est vérifiée.

**Remarque :**l'édicule de l'ascenseur du bâtiment n'est pas pris en compte dans la modélisation sur logiciel pour l'analyse sismique du bâtiment vu qu'il fausse le calcul des déplacements. La hauteur totale du bâtiment dans ce cas est : H = 46,5m

#### 1.2.2. Vérification des déplacements entre étages :

Les déplacements latéraux inter-étages évalués à partir des actions de calcul doivent être limités à [1] :

$$K\Delta e \leq 0.010H$$

Où : K est le facteur de comportement

H est la hauteur de l'étage considéré

Les déplacements Ue des planchers-hauts des différents niveaux ainsi que les déplacements inter-étages Δe entre le plancher-haut et le plancher-bas d'un étage sont donnés dans le tableau 14. Ces résultats sont obtenus à l'aide du logiciel Robot 2014.

| | Suivant X (mm) | | | Suivant Y (mm) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Etage | $Ue_x$ | $e_x$ | $e_{limite}$ | $Ue_y$ | $e_y$ | $e_{limite}$ |
| 2ème sous-sol | 0,3 | 0,3 | 19,28 | 0,4 | 0,4 | 22,143 |
| 1er sous-sol | 1,5 | 1,2 | 32,36 | 2,5 | 2,1 | 22,143 |
| RDC | 3 | 1,5 | 22,143 | 4,4 | 1,9 | 22,143 |
| R+1 | 5,9 | 2,9 | 22,143 | 4,4 | 0 | 22,143 |
| R+2 | 9,9 | 4 | 22,143 | 13,7 | 9,3 | 22,143 |
| R+3 | 14,2 | 4,3 | 22,143 | 18,4 | 4,7 | 22,143 |
| R+4 | 18,8 | 4,6 | 22,143 | 24,6 | 6,2 | 22,143 |
| R+5 | 23,5 | 4,7 | 22,143 | 30,2 | 5,6 | 22,143 |
| R+6 | 28 | 4,5 | 22,143 | 35,9 | 5,7 | 22,143 |
| R+7 | 32,4 | 4,4 | 22,143 | 41,4 | 5,5 | 22,143 |
| R+8 | 36,6 | 4,2 | 22,143 | 46,7 | 5,3 | 22,143 |
| R+9 | 40,4 | 3,8 | 22,143 | 51,9 | 5,2 | 22,143 |
| R+10 | 44 | 3,6 | 22,143 | 56,8 | 4,9 | 22,143 |
| R+11 | 45,9 | 1,9 | 22,143 | 59,7 | 2,9 | 22,143 |
| R+12 | 48,1 | 2,2 | 22,143 | 64,6 | 4,9 | 22,143 |
| R+13 | 51,8 | 3,7 | 22,143 | 69,3 | 4,7 | 22,143 |
| R+14 | 55,2 | 3,4 | 22,143 | 73,7 | 4,4 | 22,143 |
| R+15 | 58,1 | 2,9 | 22,143 | 77,7 | 4 | 22,143 |

*Tableau 14 Vérification des déplacements inter-étages*

Les déplacements inter-étages sont largement inférieurs à la valeur limite[1].

### 1.3.Vérification de la stabilité au renversement du bâtiment :

La structure doit être dimensionnée pour résister aux effets de renversement dus aux combinaisons des actions de calcul. Un ancrage est exigé si l'effet des charges de calcul tendant à provoquer ce phénomène est supérieur à l'effet de stabilisation, les effets déstabilisants sont les effets de second ordre ou effets P-delta[1].

a) La stabilité est considérée satisfaite si : $0{,}10 \geq \theta = KW\Delta el/vh$
b) L'effet du second ordre est à prendre en compte dans les calculs pour :

$$0{,}20 \geq \theta \geq 0{,}1$$

c) La stabilité est considérée non satisfaite si : $\theta > 0{,}20$

Où :

Θ : Indice de stabilité

W : poids au-dessus de l'étage considéré

v : Action sismique au niveau considéré

h : Hauteur de l'étage

Δel : Déplacement relatif

K :Coefficient du comportement

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau 15:

| Etage | Masse (t) | Wr (KN) | Hauteur de l'étage | Suivant la direction X | | | Suivant la direction Y | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Fx (KN) | $e_x$ | $\theta_x$ | $F_y$ (KN) | $e_y$ | $\theta y$ |
| 2èmesous-sol | 1457,6 | 132405,1 | 2,7 | 7048,07 | 0,3 | 0,003 | 6885,16 | 0,4 | 0,004 |
| 1ersous-sol | 1232,9 | 120076,2 | 4,53 | 7075,39 | 1,2 | 0,006 | 6839,54 | 2,1 | 0,011 |
| RDC | 617,53 | 113900,9 | 3,1 | 6966,99 | 1,5 | 0,011 | 6710,46 | 1,9 | 0,015 |
| R+1 | 838,72 | 105513,7 | 3,1 | 6892,33 | 2,9 | 0,02 | 6613,94 | 0 | 0 |
| R+2 | 815,77 | 97356,04 | 3,1 | 6737,76 | 4 | 0,026 | 6425,36 | 9,3 | 0,064 |
| R+3 | 798,82 | 89367,81 | 3,1 | 6534,29 | 4,3 | 0,027 | 6196,84 | 4,7 | 0,031 |
| R+4 | 815,78 | 81209,97 | 3,1 | 6289,99 | 4,6 | 0,027 | 5939,32 | 6,2 | 0,038 |
| R+5 | 801,49 | 73195,05 | 3,1 | 5991,92 | 4,7 | 0,026 | 5640,47 | 5,6 | 0,033 |
| R+6 | 817,86 | 52404,47 | 3,1 | 5655,48 | 4,5 | 0,019 | 5321,3 | 5,7 | 0,025 |
| R+7 | 817,86 | 56837,77 | 3,1 | 5267,1 | 4,4 | 0,021 | 4964,68 | 5,5 | 0,028 |
| R+8 | 824,2 | 48595,72 | 3,1 | 4831,9 | 4,2 | 0,019 | 4576,3 | 5,3 | 0,025 |
| R+9 | 823,58 | 40359,88 | 3,1 | 4342,95 | 3,8 | 0,016 | 4150,42 | 5,2 | 0,023 |
| R+10 | 823,58 | 32124,04 | 3,1 | 3800,65 | 3,6 | 0,014 | 3678,45 | 4,9 | 0,019 |
| R+11 | 767,47 | 24449,38 | 3,1 | 3195,93 | 1,9 | 0,007 | 3147 | 2,9 | 0,01 |
| R+12 | 612,65 | 18322,88 | 3,1 | 2598,16 | 2,2 | 0,007 | 2617,23 | 4,9 | 0,015 |
| R+13 | 571,09 | 12611,94 | 3,1 | 2062,5 | 3,7 | 0,01 | 2120,03 | 4,7 | 0,013 |
| R+14 | 572,61 | 6885,792 | 3,1 | 1501,96 | 3,4 | 0,007 | 1576,23 | 4,4 | 0,009 |
| R+15 | 688,58 | 0 | 3,1 | 862,48 | 2,9 | 0 | 922,43 | 4 | 0 |

*Tableau 15Vérification de la stabilité au renversement du bâtiment*

La stabilité suivant les deux directions X et Y est considérée satisfaite vu que toutes les valeurs de l'indice de stabilité sont bien inférieures à 0,10.

## 3. Modélisation sur CYPECAD 2019 :

### 3.1.Variante du plancher-dalle :

L'étude détaillée effectuée par logiciel CYPECAD en utilisant le règlement de construction parasismique marocain version révisée 2011.

Le tableau 16 présente les résultats de l'analyse modale spectrale par CYPECAD pour le modèle de la structure sous la variante du plancher-dalle :

| Mode | T | $L_x$ | $L_y$ | $L_{gz}$ | $M_x$ | $M_y$ | Hypothèse X(1) | Hypothèse Y(1) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Mode 1 | 1.357 | 0.0944 | 0.2091 | 0.9733 | 11.12 % | 55.03 % | R = 1.4<br>A = 0.686 m/s²<br>D = 32.0064 mm | R = 1.4<br>A = 0.686 m/s²<br>D = 32.0064 mm |
| Mode 2 | 1.139 | 0.1932 | 0.1312 | 0.9724 | 42.82 % | 19.92 % | R = 1.4<br>A = 0.771 m/s²<br>D = 25.3482 mm | R = 1.4<br>A = 0.771 m/s²<br>D = 25.3482 mm |
| Mode 3 | 0.945 | 0.0578 | 0.0156 | 0.9982 | 21.65 % | 1.59 % | R = 1.4<br>A = 0.873 m/s²<br>D = 19.7664 mm | R = 1.4<br>A = 0.873 m/s²<br>D = 19.7664 mm |
| Mode 4 | 0.401 | 0.0792 | 0.0593 | 0.9951 | 3.39 % | 1.92 % | R = 1.4<br>A = 1.497 m/s²<br>D = 6.10864 mm | R = 1.4<br>A = 1.497 m/s²<br>D = 6.10864 mm |
| Mode 5 | 0.265 | 0.4798 | 0.8631 | 0.1579 | 3.92 % | 12.82 % | R = 1.4<br>A = 1.726 m/s²<br>D = 3.0763 mm | R = 1.4<br>A = 1.726 m/s²<br>D = 3.0763 mm |
| Mode 6 | 0.227 | 0.0722 | 0.0174 | 0.9972 | 2.2 % | 0.13 % | R = 1.4<br>A = 1.751 m/s²<br>D = 2.27931 mm | R = 1.4<br>A = 1.751 m/s²<br>D = 2.27931 mm |
| Mode 7 | 0.199 | 0.0949 | 0.0433 | 0.9945 | 6.79 % | 1.43 % | R = 1.4<br>A = 1.752 m/s²<br>D = 1.75749 mm | R = 1.4<br>A = 1.752 m/s²<br>D = 1.75749 mm |
| Total | | | | | 91.89 % | 92.84 % | | |

*Tableau 16 Résultats de l'analyse modale spectrale, coefficients de participation, CYPECAD, variante du plancher-dalle*

### 3.2. Variante de la dalle réticulée :

Le tableau 17 présente les résultats de l'analyse modale spectrale par CYPECAD pour le modèle de la structure sous la variante de la dalle réticulée :

| **Mode** | **T** | **$L_x$** | **$L_y$** | **$L_{gz}$** | **$M_x$** | **$M_y$** | **Hypothèse X(1)** | **Hypothèse Y(1)** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Mode 1 | 1.211 | 0.0898 | 0.2337 | 0.9682 | 8.71 % | 59.33 % | R = 1.4<br>A = 0.74 m/s²<br>D = 27.5065 mm | R = 1.4<br>A = 0.74 m/s²<br>D = 27.5065 mm |
| Mode 2 | 1.007 | 0.2263 | 0.1254 | 0.9659 | 49.22 % | 15.2 % | R = 1.4<br>A = 0.837 m/s²<br>D = 21.5029 mm | R = 1.4<br>A = 0.837 m/s²<br>D = 21.5029 mm |
| Mode 3 | 0.855 | 0.051 | 0.017 | 0.9986 | 17.89 % | 1.99 % | R = 1.4<br>A = 0.933 m/s²<br>D = 17.295 mm | R = 1.4<br>A = 0.933 m/s²<br>D = 17.295 mm |
| Mode 4 | 0.348 | 0.0753 | 0.0614 | 0.9953 | 3.06 % | 2.05 % | R = 1.4<br>A = 1.587 m/s²<br>D = 4.86503 mm | R = 1.4<br>A = 1.587 m/s²<br>D = 4.86503 mm |
| Mode 5 | 0.237 | 0.4891 | 0.8643 | 0.1173 | 3.99 % | 12.53 % | R = 1.4<br>A = 1.751 m/s²<br>D = 2.48408 mm | R = 1.4<br>A = 1.751 m/s²<br>D = 2.48408 mm |
| Mode 6 | 0.200 | 0.0693 | 0.0133 | 0.9975 | 2.11 % | 0.08 % | R = 1.4<br>A = 1.752 m/s²<br>D = 1.77787 mm | R = 1.4<br>A = 1.752 m/s²<br>D = 1.77787 mm |
| Mode 7 | 0.180 | 0.0972 | 0.0457 | 0.9942 | 6.83 % | 1.52 % | R = 1.4<br>A = 1.752 m/s²<br>D = 1.44146 mm | R = 1.4<br>A = 1.752 m/s²<br>D = 1.44146 mm |
| Total | | | | | 91.81 % | 92.7 % | | |

*Tableau 17 Résultats de l'analyse modale spectrale, coefficients de participation, CYPECAD, variante dalle réticulée*

Où :

T : période de vibration en seconde ;

$L_x$ et $L_y$ : Coefficients de participation normalisés dans chaque direction de l'analyse ;

$L_{gz}$ : Coefficient de participation normalisé correspondant au degré de liberté rotationnelle ;

$M_x$ et $M_y$ : Pourcentage de masse déplacée pour chaque mode dans chaque direction de l'analyse ;

R : Relation entre l'accélération de calcul en utilisant la ductilité attribuée à la structure et l'accélération de calcul obtenue sans ductilité ;

A : accélération de calcul en incluant la ductilité ;

D : coefficient du mode, Equivaut au déplacement maximum du degré de liberté dynamique.

Les déformés du bâtiment dans le mode le plus défavorable pour les deux variantes générées par CYPECAD sont présentées en annexe 3.

**Remarque :**

Ce bâtiment est juxtaposé avec un immeuble R+11. Les modes propres de la structure et plus particulièrement ceux du $11^{ème}$ étage fournissent son déplacement maximal qui sera utilisé pour le dimensionnement du joint sismique. Cependant, son calcul ne sera pas effectué vu l'absence de données sur le déplacement maximal de l'immeuble adjacent.

La dimension du joint sismique est fournie par le bureau d'études et est égale à 10cm.

# Chapitre 4 : Calcul de l'effet du vent

# I. Introduction :

La vérification de la stabilité de la structure et la prise en compte de l'effet du vent dans son calcul s'avère indispensable surtout pour les structures type IGH de grande hauteur.L'analyse de l'effet du vent sur la structure est réalisée en utilisant le règlement NV 65.

# II. Calcul de l'effet du vent :

## 1. Pressions dynamiques de base :

Les pressions dynamiques de base normales et extrêmes sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10m au-dessus du sol, pour un site normal sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0.5. Ses valeurs varient selon les zones.

Le tableau numéro 18 donne les valeurs des pressions dynamiques de base normales et extrêmes en fonction des différentes régions indiquées selon la répartition de la carte du Maroc.

| Régions | Pression dynamiques de base | |
|---|---|---|
| | Extrême (daN/m²) | Normale (daN/m²) |
| - I ....................................... | 93.6 | 53.5 |
| - II ...................................... | 119 | 68 |
| - III .................................... | 236 | 135 |

*Tableau 18 Pression dynamique de base correspondant à chaque région*

## 2. Pression dynamique corrigée :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$q = q_{10}.K_h.K_s.K_m.K_h\delta\text{, avec :}$$

### 2.1. $K_h$ : Effet de la hauteur au-dessus du sol :

La variation de la vitesse du vent avec la hauteur H dépend de plusieurs facteurs :

- Le site.
- La vitesse maximale du vent.
- Le freinage dû au sol.

$q_h$reste constante jusqu'à une hauteur de 10mcar il n'y a pas d'obstacles.

L'article 1,241donne la variation de $q_h$pour une hauteur inférieure à 500m.

$$\frac{q_h}{q_{10}} = 2{,}5 \times \frac{H+18}{H+60}$$

Avec :

- $q_h$ : la pression dynamique agissant à la hauteur H au-dessus du sol exprimée en mètres.
- $q_{10}$ : la pression dynamique de base à 10m de hauteur.
- H : la hauteur comptée à partir du sol environnant supposé sensiblement horizontal dans un grand périmètre en plaine autour de la construction.

Résultats de calcul de $k_h$(tableau19) :

| Etage | Hauteur h(m) | $Kh=q_h/q_0$ |
|---|---|---|
| RDC | 3,1 | 0,836 |
| R+1 | 6,2 | 0,914 |
| R+2 | 9,3 | 0,985 |
| R+3 | 12,4 | 1,05 |
| R+4 | 15,5 | 1,109 |
| R+5 | 18,6 | 1,164 |
| R+6 | 21,7 | 1,215 |
| R+7 | 24,8 | 1,262 |
| R+8 | 27,9 | 1,305 |
| R+9 | 31 | 1,346 |
| R+10 | 34,1 | 1,384 |
| R+11 | 37,2 | 1,42 |
| R+12 | 40,3 | 1,453 |
| R+13 | 43,4 | 1,484 |
| R+14 | 46,5 | 1,514 |
| R+15 | 49,6 | 1,542 |
| Terrasse | 52,7 | 1,568 |

*Tableau 19 Variation de la pression dynamique $q_h$ selon la hauteur*

### 2.2. $K_s$ : Effet du site :

L'article 1,242[13]préconise de tenir compte de la nature du site d'implantation (obstacles naturels) de la construction par un coefficient multiplicateur appelé coefficient de site Ks. Il est fonction de la région et du site.

La carte est divisée en plusieurs régions et le site peut être soit :

| | Région I | Région II | Région III |
|---|---|---|---|
| **Site Protégé** | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| **Site normal** | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| **Site exposé** | 1.35 | 1.30 | 1.25 |

*Tableau 20 Coefficient de site en fonction de la région et la nature du site*

La construction est implantée dans un site soumis à l'influence de l'océan, il est donc de climat océanique (Confirmé par le rapport géotechnique-Climatologie). Ainsi, le site est considéré exposé, soit un coefficient de site $K_s$=1,35.

### 2.3. $K_m$ : Effet de masque :

Il est stipulé par l'article 1,243[13] de tenir compte des obstacles non-naturels. On considère donc qu'il y a effet de masque lorsque la construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée. Cet effet peut se traduire :

Soit par une aggravation des actions du vent, lorsque la construction située derrière le masque se trouve dans une zone de sillage turbulent

- Soit par une réduction des actions du vent dans les autres cas. Dans ce dernier cas, les pressions dynamiques de base peuvent alors être réduites de 25%.
- Les surfaces intéressées doivent remplir simultanément les deux conditions suivantes :
- Être abritées entièrement par le masque pour toutes les directions du vent dans le plan horizontal.
- Être situées au-dessous de la surface décrite par une génératrice ayant une pente de 20% vers le sol, dirigée vers l'intérieur du masque et prenant appui sur le contour apparent des constructions protectrices

Dans le cas de notre structure, ces conditions n'étant pas vérifiées, on prend $K_m$=1

### 2.4.δ : Effet de dimension :

Le coefficient δ de réduction tient compte de la variation de la pression dynamique moyenne du vent en fonction de la dimension de la surface exposée ; en effet la structure du vent n'étant pas uniforme, les tourbillons locaux influencent les pressions dynamiques moyennes qui, toutes choses égales par ailleurs, sont plus faibles sur les grandes surfaces que sur des surfaces réduites

Le coefficient $\delta$ est fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent, et de la côte H du point le plus haut de cette surface est donné par l'abaque suivant :

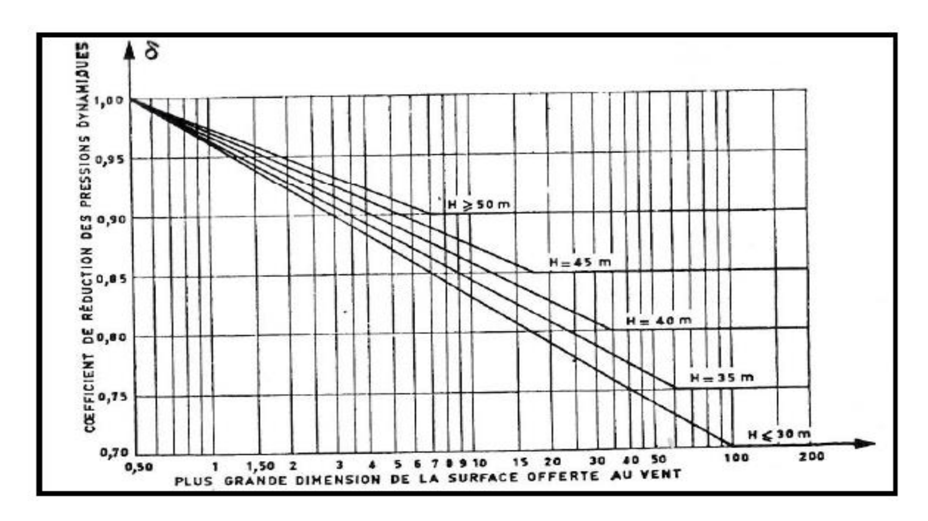



*Figure 19 Coefficient de réduction des pressions dynamiques, R III. 2 NV 65*

Notons que ce coefficient garde, entre les cotes 0 et 30 m, une valeur presque constante correspondant à celle de la cote de la base de la construction, après il varie linéairement en fonction de la hauteur.

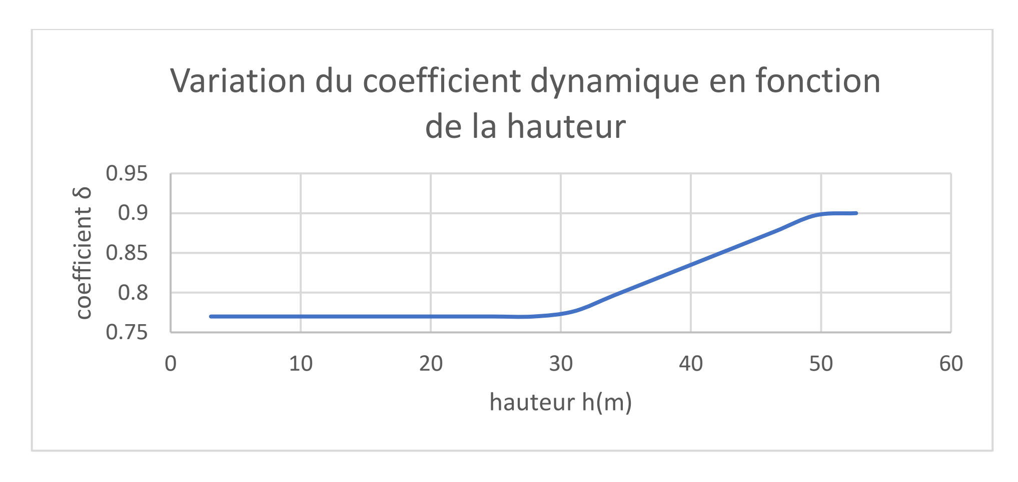



*Figure 20 Variation du coefficient de réduction des pressions dynamiques selon la hauteur*

D'où les résultats présentés dans le tableau 21 :

| Etage | Hauteur h(m) | δ | δmin |
|---|---|---|---|
| RDC | 3,1 | 0,77 | 0,77 |
| R+1 | 6,2 | 0,77 | 0,77 |
| R+2 | 9,3 | 0,77 | 0,77 |
| R+3 | 12,4 | 0,77 | 0,77 |
| R+4 | 15,5 | 0,77 | 0,77 |
| R+5 | 18,6 | 0,77 | 0,77 |
| R+6 | 21,7 | 0,77 | 0,77 |
| R+7 | 24,8 | 0,77 | 0,77 |
| R+8 | 27,9 | 0,77 | 0,77 |
| R+9 | 31 | 0,78 | 0,78 |
| R+10 | 34,1 | 0,80 | 0,80 |
| R+11 | 37,2 | 0,82 | 0,82 |
| R+12 | 40,3 | 0,84 | 0,84 |
| R+13 | 43,4 | 0,86 | 0,86 |
| R+14 | 46,5 | 0,88 | 0,88 |
| R+15 | 49,6 | 0,89 | 0,89 |
| Terrasse | 52,7 | 0,9 | 0,9 |

*Tableau 21 Coefficient des pressions dynamiques en fonction de la hauteur*

- **Réduction maximale de la pression de base préconisée :**

Selon l'article 1,245[13], Pour les constructions définitives, la totalité des réductions autoriséesconcernant « l'Effet de masque » et « l'Effet des dimensions » ne doit, en aucun cas dépasser 33%.

On a : $K_m$=1 et $\delta_{min}$=0,77 alors : $K_m \times \delta_{min}$=0,77=77% > 67%

- **Valeurs limites des pressions dynamiques corrigées :**

Selon l'article III 1,246[13]les valeurs de la pression dynamique corrigées sont limitées quels que soient la hauteur H au-dessus du sol, le site, l'effet de masque et l'effet des dimensions.

| | Valeurs maximales | Valeurs minimales |
|---|---|---|
| Pression dynamique normale corrigée | 170 daN/m2 | 30 daN/m2 |
| Pression dynamique extrême corrigée | 297,5 daN/m2 | 52,5 daN/m2 |

*Tableau 22 Valeurs limites des pressions dynamiques corrigées*

- **Récapitulatif des résultats obtenus (tableau 23) :**

| Etage | Hauteur h(m) | $q_h$(daN/m2) | $K_h=q_h/q_{10}$ | δ | $q_{normale}$ en daN/m2 | $q_{extrême}$ en daN/m2 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| RDC | 3,1 | 44,725 | 0,836 | 0,77 | 46,493 | 81,34 |
| R+1 | 6,2 | 48,893 | 0,914 | 0,77 | 50,83 | 88,93 |
| R+2 | 9,3 | 52,689 | 0,985 | 0,77 | 54,779 | 95,838 |
| R+3 | 12,4 | 56,16 | 1,05 | 0,77 | 58,394 | 102,162 |
| R+4 | 15,5 | 59,346 | 1,109 | 0,77 | 61,675 | 107,902 |
| R+5 | 18,6 | 62,28 | 1,164 | 0,77 | 64,734 | 113,254 |
| R+6 | 21,7 | 64,992 | 1,215 | 0,77 | 67,57 | 118,216 |
| R+7 | 24,8 | 67,506 | 1,262 | 0,77 | 70,184 | 122,789 |
| R+8 | 27,9 | 69,842 | 1,305 | 0,77 | 72,575 | 126,973 |
| R+9 | 31 | 72,019 | 1,346 | 0,7765 | 75,487 | 132,067 |
| R+10 | 34,1 | 74,053 | 1,384 | 0,79665 | 79,633 | 139,32 |
| R+11 | 37,2 | 75,957 | 1,42 | 0,8168 | 83,77 | 146,559 |
| R+12 | 40,3 | 77,743 | 1,453 | 0,83695 | 87,832 | 153,665 |
| R+13 | 43,4 | 79,422 | 1,484 | 0,8571 | 91,866 | 160,722 |
| R+14 | 46,5 | 81,003 | 1,514 | 0,87725 | 95,926 | 167,826 |
| R+15 | 49,6 | 82,495 | 1,542 | 0,8974 | 99,944 | 174,856 |
| Terrasse | 52,7 | 83,905 | 1,568 | 0,9 | 101,924 | 178,319 |

*Tableau 23 Les pressions dynamiques normales et extrêmes par étage*

On remarque bien que les pressons dynamiques normales et extrêmes corrigées ne dépassent pas les valeurs limites préconisées par le règlement NV65.

## 3. Actions statiques exercées par le vent :

D'Après l'article 1,41[13] :

Quel que soit la construction, la face extérieure de ses parois est soumise :

- A des succions, si les parois sont sous le vent.
- A des pressions ou à des succions, si elles sont au vent.

Dans les constructions fermées, ouvertes ou partiellement ouvertes, les volumes intérieurs compris entre les parois peuvent être dans un état de surpression ou de dépression suivant l'orientation des ouvertures par rapport au vent et leur importance relative. Il en résulte sur les faces intérieures des actions dites actions intérieures.

Les actions extérieures sont caractérisées par un coefficient $C_e$, les actions intérieures par un coefficient $C_i$.

L'action élémentaire unitaire p du vent sur une face est donnée par l'expression p = c.q

D'après l'article 1,422 du NV65 L'action résultante unitaire sur une paroi est la combinaison des actions élémentaires unitaires sur chacune des faces de la paroi. Elle est donnée par l'expression algébrique $p_r = (c_1 - c_2).q_r$, où $q_r$ est la valeur moyenne, au sens analytique, de la pression dynamique entre le niveau inférieur H1 de la paroi et son niveau supérieur H2. Pour les constructions présentant un volume intérieur (comme pour l'immeuble étudié) $c_1 = c_e$ et $c_2 = c_i$. [13]

- D'après l'article III 2.13 du NV65, Les actions extérieures sont :
- Face au vent $c_e = + 0,8$ (quel que soit $\gamma_o$)
- Face sous le vent $c_e = - (1,3 \gamma_o - 0,8)$
- D'après l'article III 2.14 du NV65, les actions intérieures sont :
- Soit une surpression avec $c_i = + 0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_o)$,
- Soit une dépression avec $c_i = - 0,6 (1,3 \gamma_o - 0,8)$.

La valeur du coefficient $\gamma_o$est déterminée à partir du diagramme de la figure 21 (R. III. 5[13]).

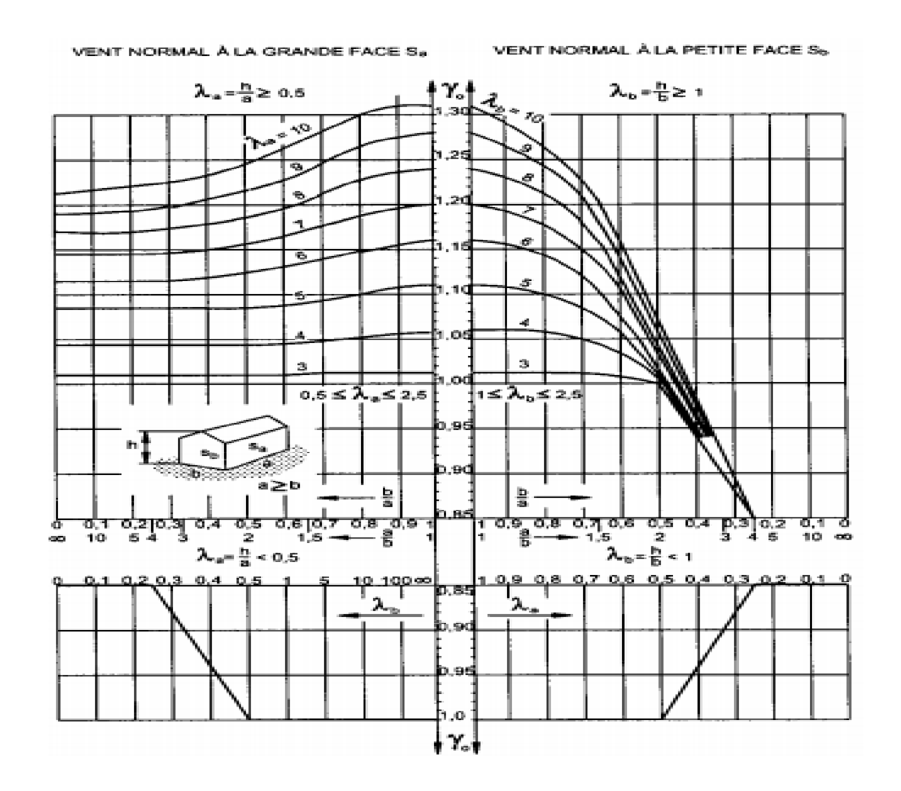



*Figure 21 Construction prismatiques quadrangulaires reposant sur le sol, coefficient o*

### 3.1.Détermination du coefficient $\gamma_0$ correspondant aux dimensions des différents étages du bâtiment :

Pour le RDC, les dimensions sont approximativement : a = 31 m ; b = 23 m.

Pour les étages courants de 1 à 11 : a = 32m ; b = 21m.

Pour les étages courants de 12 à terrasse : a = 34m ; b = 16m.

Résultats des calculs du coefficient $\gamma_0$(tableau 24) :

| a(m) | b(m) | b/a | λa | ϒ0 | λb | ϒ0 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 31 | 23 | 0,741935 | 1,7 | 1 | 2,291304 | 1 |
| 32 | 21 | 0,65625 | 1,646875 | 1 | 2,509524 | 1 |
| 34 | 16 | 0,470588 | 1,55 | 1 | 3,29375 | 0,99 |

*Tableau 24 Valeurs du coefficient lambda0 correspondant aux étages de l'immeuble*

Soit, $\Upsilon_0 = 1$ pour tous les étages de l'immeuble.

### 3.2.Calcul des actions extérieures et intérieures du vent :

Actions extérieures :

- Face au vent : ce = 0,8 (quel que soit $\gamma_0$)
- Face sous le vent : ce = - (1,3 * $\gamma_0$– 0,8) = - 0,5

Actions intérieures :

- Une surpression : $c_i$ = + 0,6 * (1.8 – 1,3 * $\gamma_0$) = 0,3
- Une dépression : ci = - 0,6 (1,3 $\gamma_o$ - 0,8) = -0,3

On a donc :

- Pour la face au vent : $C_e - C_i = 0{,}8 - (-0{,}3) = 1{,}1$
- Pour la face sous le vent : $C_e - C_i = (-0{,}5) - 0{,}3 = -0{,}8$

La valeur moyenne de la pression dynamique $q'_r$ entre le niveau inférieure H(i) de la paroi et son niveau supérieur H (i+1) est donnée par la formule :

$$q'_r(i) = (q_r(i) \times H(i) + q_r(i+1) \times H(i+1))/2 \;\; en\ daN/m$$

Et on a:

$$p_r(i) = q'_r(i) \times (C_e - C_i)$$

Les actions statiques obtenues sont représentées dans les tableaux numéro 25 et 26 :

| Etage | Hauteur en m | q normale (daN/m2) | q'r(daN/m) | Au vent (daN/m) | Sous le vent (daN/m) |
|---|---|---|---|---|---|
| RDC | 3,1 | 46,493 | 150,851 | 165,936 | -120,68 |
| R+1 | 6,2 | 50,83 | 163,694 | 180,063 | -130,955 |
| R+2 | 9,3 | 54,779 | 175,418 | 192,96 | -140,334 |
| R+3 | 12,4 | 58,394 | 186,107 | 204,718 | -148,885 |
| R+4 | 15,5 | 61,675 | 195,934 | 215,527 | -156,747 |
| R+5 | 18,6 | 64,734 | 205,071 | 225,578 | -164,057 |
| R+6 | 21,7 | 67,57 | 213,519 | 234,87 | -170,815 |
| R+7 | 24,8 | 70,184 | 221,276 | 243,404 | -177,021 |
| R+8 | 27,9 | 72,575 | 229,496 | 252,446 | -183,597 |
| R+9 | 31 | 75,487 | 240,436 | 264,48 | -192,349 |
| R+10 | 34,1 | 79,633 | 253,275 | 278,602 | -202,62 |
| R+11 | 37,2 | 83,77 | 265,983 | 292,581 | -212,786 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| R+12 | 40,3 | 87,832 | 278,532 | 306,385 | -222,825 |
| R+13 | 43,4 | 91,866 | 291,078 | 320,185 | -232,862 |
| R+14 | 46,5 | 95,926 | 303,599 | 333,958 | -242,879 |
| R+15 | 49,6 | 99,944 | 312,895 | 344,185 | -250,316 |
| Terrasse | 52,7 | 101,924 | 157,982 | 173,78 | -126,386 |

*Tableau 25 Actions statiques unitaires sur les parois au vent et sous le vent dues au vent normal*

| Etage | Hauteur en m | $q_{extrême}$ en daN/m2 | $q'_r$(daN/m) | Au vent (daN/m) | Sous le vent (daN/m) |
|---|---|---|---|---|---|
| RDC | 3,1 | 81,34 | 263,918 | 290,31 | -211,135 |
| R+1 | 6,2 | 88,93 | 286,39 | 315,029 | -229,112 |
| R+2 | 9,3 | 95,838 | 306,9 | 337,59 | -245,52 |
| R+3 | 12,4 | 102,162 | 325,6 | 358,159 | -260,479 |
| R+4 | 15,5 | 107,902 | 342,792 | 377,071 | -274,233 |
| R+5 | 18,6 | 113,254 | 358,778 | 394,656 | -287,023 |
| R+6 | 21,7 | 118,216 | 373,558 | 410,913 | -298,846 |
| R+7 | 24,8 | 122,789 | 387,131 | 425,844 | -309,705 |
| R+8 | 27,9 | 126,973 | 401,512 | 441,663 | -321,21 |
| R+9 | 31 | 132,067 | 420,65 | 462,715 | -336,52 |
| R+10 | 34,1 | 139,32 | 443,112 | 487,424 | -354,49 |
| R+11 | 37,2 | 146,559 | 465,347 | 511,882 | -372,278 |
| R+12 | 40,3 | 153,665 | 487,3 | 536,03 | -389,84 |
| R+13 | 43,4 | 160,722 | 509,249 | 560,174 | -407,399 |
| R+14 | 46,5 | 167,826 | 531,157 | 584,273 | -424,926 |
| R+15 | 49,6 | 174,856 | 547,421 | 602,163 | -437,937 |
| Terrasse | 52,7 | 178,319 | 276,394 | 304,034 | -221,115 |

*Tableau 26 Actions statiques unitaires sur les parois au vent et sous le vent dues au vent extrême*

## 4. Actions dynamiques exercées par le vent :

Aux effets statiques précédemment définis, s'ajoutent des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques mécaniques et aérodynamiques de la construction (l'article **1.5** [13]**).**

Parmiles caractéristiques mécaniques qui interviennent dans ces problèmes, figureen tout premier lieu la période du mode fondamental d'oscillation de la structure dans la direction étudiée. L'annexe 4 du [13]donne des formules et méthodes pratiques de détermination de cette période.

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble, sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration au moins égal à l'unité. Ce coefficient ß est donné par la formule ß = θ (1 + ξ τ) dans laquelle :

- ξ est le coefficient de réponse, il est donné en fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation et pour des ouvrages de divers degrés d'amortissement, par l'un des diagrammes de la figure R-III-3[13].
- τ coefficient de pulsation, est déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote H au-dessus du sol par l'échelle fonctionnelle de la figure R-III-4[13].
- θ coefficient global dépendant du type de construction, est défini ci-après :
  - Pour les constructions prismatiques à base polygonale régulière ou circulaire à l'exception des constructions à usage d'habitation ou de bureau et pour les ensembles prismatiques des constructions ajourées et des constructions en treillis θ est pris égal à 1 ;
  - Pour les autres constructions, θ est donné en fonction de la cote Hs de leur sommet par 0,70 pour Hs ≤ 30 m ; 0,70 + 0,01 (Hs - 30) pour 30 m < Hs < 60 m et 1 pour Hs ≥ 60 m.

### 4.1.Détermination du coefficient de réponse ξ :

D'après la figure 22[13]le calcul du coefficient de réponse ξ nécessite d'abord la détermination de la période T du mode fondamental d'oscillations qui dépend de la côte $H_s$ du sommet de l'immeuble.

La valeur de la période T est donnée par la formule forfaitaire suivante, sachant que le type de contreventement adopté pour la présente ossature est un contreventement par voiles en béton armé (l'article 4.532 [13]) :

$$T = 0,08 \times \frac{H_s}{\sqrt{l}} \times \frac{\sqrt{H_s}}{\sqrt{l + H_s}}$$

Où l : est la dimension en plan dans la direction considérée.

Le coefficient de réponse ξ est déterminé par la suite à partir des diagrammes de la figure 22 :

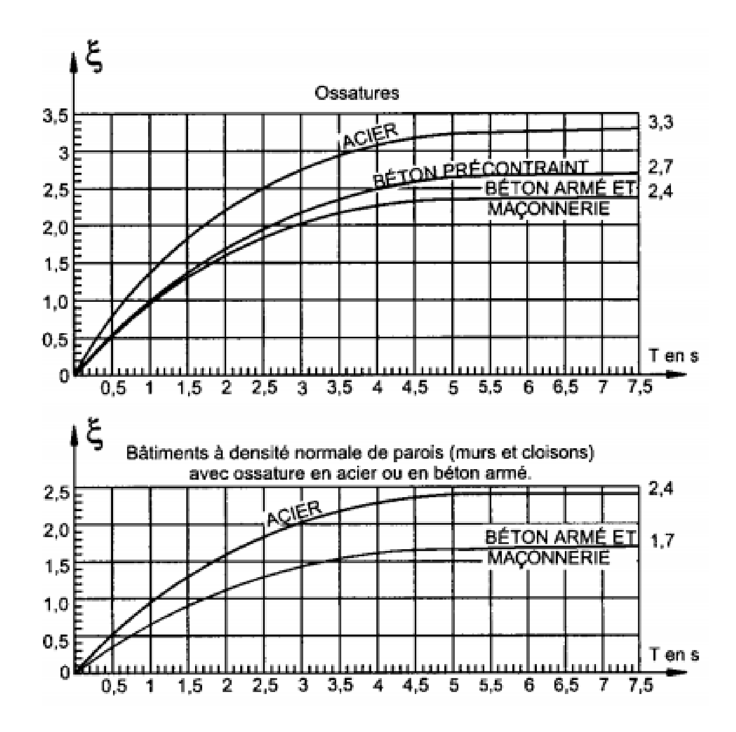



*Figure 22 Coefficient de réponse d'après les règles NV65*

Résultats obtenus pour les différentes dimensions des niveaux de l'immeuble (tableau 27) :

| Direction selon x | | | Direction selon y | | |
|---|---|---|---|---|---|
| lx en m | T en s | ξ | ly en m | T en s | ξ |
| 31 | 0,600845 | 0,4 | 23 | 0,73349 | 0,5 |
| 32 | 0,587881 | 0,4 | 21 | 0,777969 | 0,5 |
| 34 | 0,563712 | 0,4 | 16 | 0,92314 | 0,6 |

*Tableau 27 Valeurs des coefficients de réponse pour les différents niveaux de l'immeuble*

### 4.2.Détermination du coefficient de pulsation τ :

D'après la figure R-III-4 [13],les valeurs de τ sont données en fonction de la hauteur du bâtiment.

On a: H = 52,7 m, soit: $\tau = 0{,}295$

### 4.3.Détermination du coefficient global ϴ :

D'après l'article 1,511 [13], et sachant que la hauteur du sommet de l'immeuble est $H_s$ = 52,7 m comprise entre 30m et 60m, alors le coefficient global ϴ est donné par la formule suivante :

$$\theta = 0{,}70 + 0{,}01 \times (H_s - 30)$$

Soit : $\theta = 0{,}927$

### 4.4.Détermination du coefficient de majoration ß :

Il est donné par la formule suivante :

$$ß = \theta\,(1 + \xi\,\tau)$$

Pour les différentes valeurs du coefficient de réponse ξ, le tableau 28 donne les valeurs de ß :

| Coefficient de majoration ß | |
|---|---|
| ξ | ß |
| 0,4 | 1,036 |
| 0,5 | 1,064 |
| 0,6 | 1,091 |

*Tableau 28Coefficient de majoration pour les différentes valeurs du coefficient de réponse*

Pour plus de sécurité, on considérera la valeur la plus grande du coefficient de majoration ß :

Soit : $ß = 1{,}091$

### 4.5.Résultats des actions dynamiques exercées par le vent :

Dans le tableau 29, on présente les actions dynamiques dues au vent normal et dans le tableau 30 celles dues au vent extrême.

| Etage | Hauteur en m | Actions dynamiques au vent (daN/m) | Actions dynamiques sous le vent (daN/m) |
|---|---|---|---|
| RDC | 3,1 | 181,036 | -131,662 |
| R+1 | 6,2 | 196,449 | -142,872 |
| R+2 | 9,3 | 210,519 | -153,104 |
| R+3 | 12,4 | 223,347 | -162,433 |
| R+4 | 15,5 | 235,14 | -171,011 |
| R+5 | 18,6 | 246,106 | -178,986 |
| R+6 | 21,7 | 256,243 | -186,359 |
| R+7 | 24,8 | 265,554 | -193,13 |
| R+8 | 27,9 | 275,419 | -200,304 |
| R+9 | 31 | 288,548 | -209,853 |
| R+10 | 34,1 | 303,955 | -221,058 |
| R+11 | 37,2 | 319,206 | -232,149 |
| R+12 | 40,3 | 334,266 | -243,102 |
| R+13 | 43,4 | 349,322 | -254,052 |
| R+14 | 46,5 | 364,348 | -264,981 |
| R+15 | 49,6 | 375,506 | -273,095 |
| Terrasse | 52,7 | 189,594 | -137,887 |

*Tableau 29 Actions dynamiques au vent et sous le vent dues au vent normal*

| Etage | Hauteur en m | Actions dynamiques au vent (daN/m) | Actions dynamiques sous le vent (daN/m) |
|---|---|---|---|
| RDC | 3,1 | 316,728 | -230,348 |
| R+1 | 6,2 | 343,697 | -249,961 |
| R+2 | 9,3 | 368,311 | -267,862 |
| R+3 | 12,4 | 390,751 | -284,183 |
| R+4 | 15,5 | 411,384 | -299,189 |
| R+5 | 18,6 | 430,57 | -313,142 |
| R+6 | 21,7 | 448,307 | -326,041 |
| R+7 | 24,8 | 464,596 | -337,888 |
| R+8 | 27,9 | 481,854 | -350,44 |
| R+9 | 31 | 504,822 | -367,143 |
| R+10 | 34,1 | 531,779 | -386,748 |
| R+11 | 37,2 | 558,463 | -406,155 |
| R+12 | 40,3 | 584,808 | -425,315 |
| R+13 | 43,4 | 611,15 | -444,473 |
| R+14 | 46,5 | 637,442 | -463,594 |
| R+15 | 49,6 | 656,96 | -477,789 |
| Terrasse | 52,7 | 331,701 | -241,237 |

*Tableau 30 Actions dynamiques au vent et sous le vent dues au vent extrême*

### 4.6.Comparaison de l'effet du vent à l'effet du séisme :

Le tableau 31 regroupe les résultats obtenus par le logiciel CYPECAD :

| | Effet du vent | | Effet du séisme | |
|---|---|---|---|---|
| Niveau | Vent X(kN) | Vent Y (kN) | $F_{eq,X}$(kN) | $F_{eq,Y}$(kN) |
| TOIT | 71.811 | 44.882 | 859.933 | 673.799 |
| 14 | 141.024 | 88.14 | 614.671 | 484.588 |
| 13 | 138.271 | 86.419 | 438.811 | 334.463 |
| 12 | 135.347 | 84.592 | 474.4 | 369.431 |
| 11 | 132.238 | 82.649 | 539.269 | 396.442 |
| 10 | 128.923 | 80.577 | 570.191 | 394.032 |
| 9 | 125.383 | 78.364 | 537.426 | 383.471 |
| 8 | 121.592 | 75.995 | 517.146 | 390.084 |
| 7 | 117.525 | 73.453 | 509.392 | 401.098 |
| 6 | 113.149 | 70.718 | 532.868 | 423.023 |
| 5 | 108.428 | 67.767 | 535.778 | 438.297 |
| 4 | 103.319 | 64.574 | 538.727 | 445.493 |
| 3 | 97.773 | 61.108 | 501.561 | 422.999 |
| 2 | 91.73 | 57.331 | 433.816 | 374.484 |
| 1 | 85.122 | 53.201 | 327.316 | 271.715 |
| RDC | 77.864 | 48.665 | 405.529 | 446.715 |
| SS1 | 0 | 0 | 67.932 | 18.067 |
| SS2 | 0 | 0 | 32.75 | 3.054 |

*Tableau 31 Comparaison de l'effet du vent à l'effet du séisme*

**Conclusion :**

L'effet du séisme est prépondérant face à l'effet du vent.

# Chapitre 5 :Etude de la première variante des dalles : Plancher-dalle en béton armé

# I. Généralités sur les planchers-dalles :

Le Plancher-dalle est un type de plancher à sous-face horizontale, sans aucune retombée des poutres et qui s'appuie directement sur les colonnes, avec éventuellement un épanouissement de ces derniers sous forme de chapiteaux ou champignons, on parle dans ce cas de plancher-champignons.

Ce type de plancher est parmi les solutions les plus utilisées pour la construction des planchers de bâtiments administratifs, commerciaux et industriels avec charges modérées, de dépôts, de parkings et d'autres ouvrages similaires.

Le comportement des planchers–dalles est généralement bon à l'état de service. Il est par contre problématique à l'état limite ultime à cause de la fragilité du phénomène du poinçonnement. La rupture par poinçonnement des planchers-dalles sans armature d'effort tranchant introduit la brusque diminution de résistance qui peut être très importante et conduire à une redistribution des efforts, qui peut à son tour initier la rupture aux colonnes voisines et conduire finalement à l'effondrement progressif de parties importantes de la structure. [14]

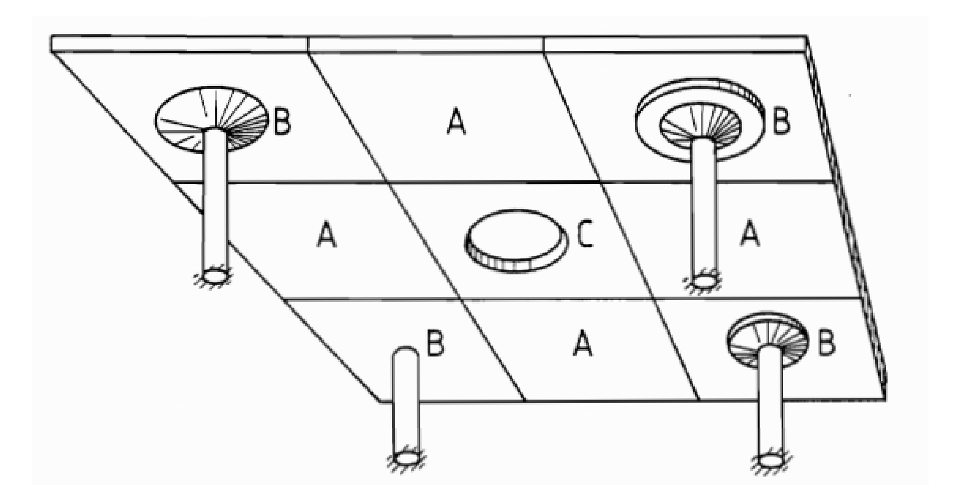



*Figure 23schéma illustratif d'un plancher-dalle*

# II. Méthodes de calcul d'un plancher-dalle :

Ils existent plusieurs méthodes de calculs de ces types de planchers telles que :

- Modélisation et calcul par méthode des éléments finis (à l'aide d'un logiciel de calcul par éléments finis tel que Autodesk Robot et CYPECAD) et théorie des plaques.
- Par théorie de plasticité, méthode des bandes ou méthode statique d'Hillerborg.

# III. Principe de calcul par le BAEL 91 :

La méthode de calcul adoptée par le BAEL 91 R 99pour le calcul du plancher-dalle consiste à considérer le fonctionnement en portique de la dalle, dans les deux directions indépendamment l'une par rapport à l'autre pour chaque file de poteaux. (Annexe E.4[5])

Cependant le BAEL 91 exige des conditions spécifiques sur la régularité de la structure avant d'adopter cette méthode de calcul :

- Une maille régulière.
- Les éléments porteurs filants tels que les voiles, ne peuvent exister qu'en rive.
- Les poteaux intérieurs doivent être identiques.
- Les poteaux de rive ont une section au moins égale à la moitié de celle des poteaux intermédiaires.
- Le rapport des portées $L_x$ et $L_y$ dans les deux directions perpendiculaires, doit être compris entre 0,5 et 2.
- Un côté de poteau ne doit dépasser 20% de la portée dans la même direction.
- Le porte-à-faux sont autorisés.

Ces conditions ne sont pas vérifiées pour le cas de ce projet (l'ossature verticale est composée essentiellement de voiles).

Dans le cas de ce projet, vu la complexité des plans de coffrage, l'étude de la variante plancher-dalle ne peut être faite manuellement en utilisant les règles BAEL 91 révisées 99. Le calcul de ce plancher ne peut être effectué que par la méthode des éléments finis.

- La première étude est effectuée sur Autodesk Robot Structural Analysis 2014 après avoir modélisé la structure préalablement sur Autodesk Concrete Building Structures.
- La seconde étuderéalisée sur logiciel CYPECAD.

# IV. Calcul des dalles en béton armé par Eléments finis à l'aide du logiciel Robot :

## 1. Calcul des sollicitations :

A l'aide du logiciel Robot 2014, on obtient les résultats des différentes sollicitations sous forme d'isolignes et de cartographies en couleurs pour les éléments sélectionnés.

## 2. Calcul du ferraillage longitudinal :

La disposition de ferraillage que l'on envisage utiliser comporte quatre lits d'armatures disposés dans les directions Ox et Oy comme suit :

- Ax(-) : armatures inférieures dans la direction X (armatures principales)
- Ax(+) : armatures supérieures dans la direction X (armatures principales)
- Ay(-) : armatures inférieures dans la direction Y (armatures perpendiculaires aux armatures principales)
- Ay(+) : armatures supérieures dans la direction Y (armatures perpendiculaires aux armatures principales)

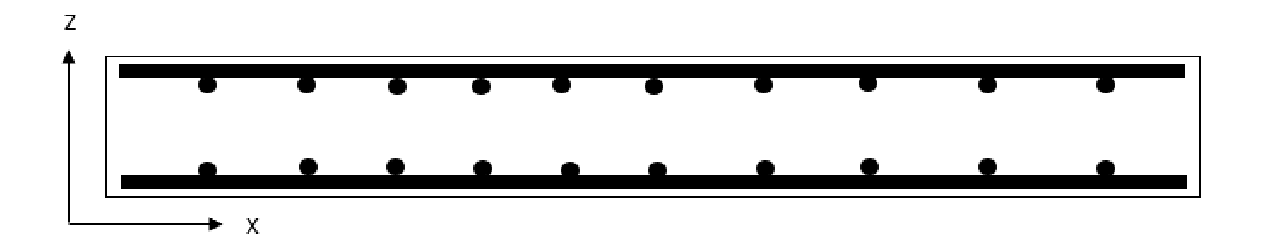



*Figure 24 Disposition des aciers des dalles en béton armé*

## 3. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

On n'a pas besoin de prévoir des armatures transversales si la condition suivante est vérifiée pour chaque direction (E.4.8, 32. Fascicule n62-Titre 1-BAEL) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0.07\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$V_u$ : effort tranchant selon la direction X ou Y ;

d : la hauteur utile de la dalle ;

h : épaisseur de la dalle ;

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton ;

Si cette condition n'est pas vérifiée, on doit augmenter l'épaisseur h de la dalle ou prévoir des armatures transversales calculées comme il est indiqué à l'article A.5.1, 232[5] :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e(\cos(\alpha)+\sin(\alpha))}$$

Où :

$A_t$ : section minimale d'armatures transversales ;

$S_t$ : espacement des armatures transversales ;

$b_0$ : largeur de la bande étudiée ;

$\tau_u$ : contrainte de cisaillement à l'état limite ultime ;

α : angle d'inclinaison des armatures transversales (compris entre 45° et 90°).

## 4. Calcul du ferraillage d'un plancher-dalle par logiciel Robot 2014 : Cas du plancher haut 1$^{er}$ étage :

### 4.1. Géométrie du plancher :

L'Etude des différents tronçons du plancher (plancher global et balcons ou porte-à-faux) s'effectue d'une manière indépendante sur Robot, c'est-à-dire, on isole chaque tronçon et on procède à l'analyse de ses cartographies de sollicitations et de ferraillage.

Et les différents disposition constructive (par exemple les liaisons entre le plancher et les balcons et la mise en place de renforts) sont effectuées par la suite.

La forme géométrique du plancher haut du 1er étage (sans balcons) est la suivante (figure 25) :

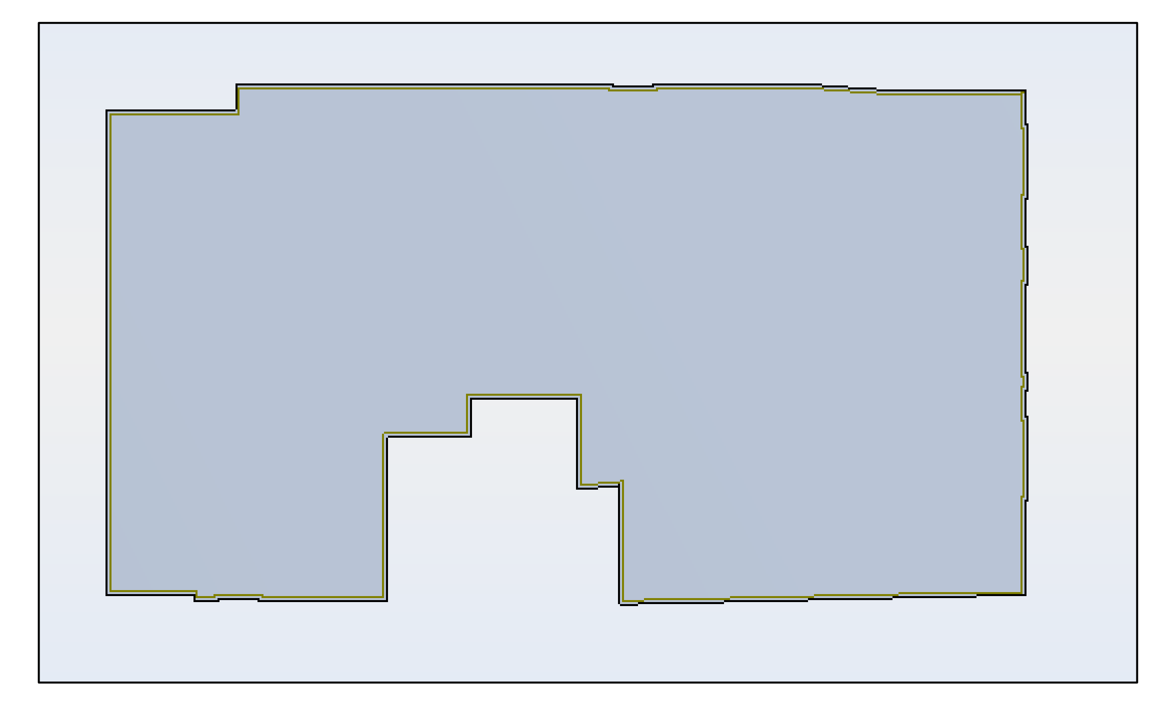


*Figure 25 Géométrie du plancher haut du 1er étage*

### 4.2.Processus de calcul du ferraillage de la dalle sur Robot :

Avant de commencer le calcul du ferraillage théorique de la dalle, on indique le type de ferraillage, à savoir celui d'un plancher béton armé (figure 26) :

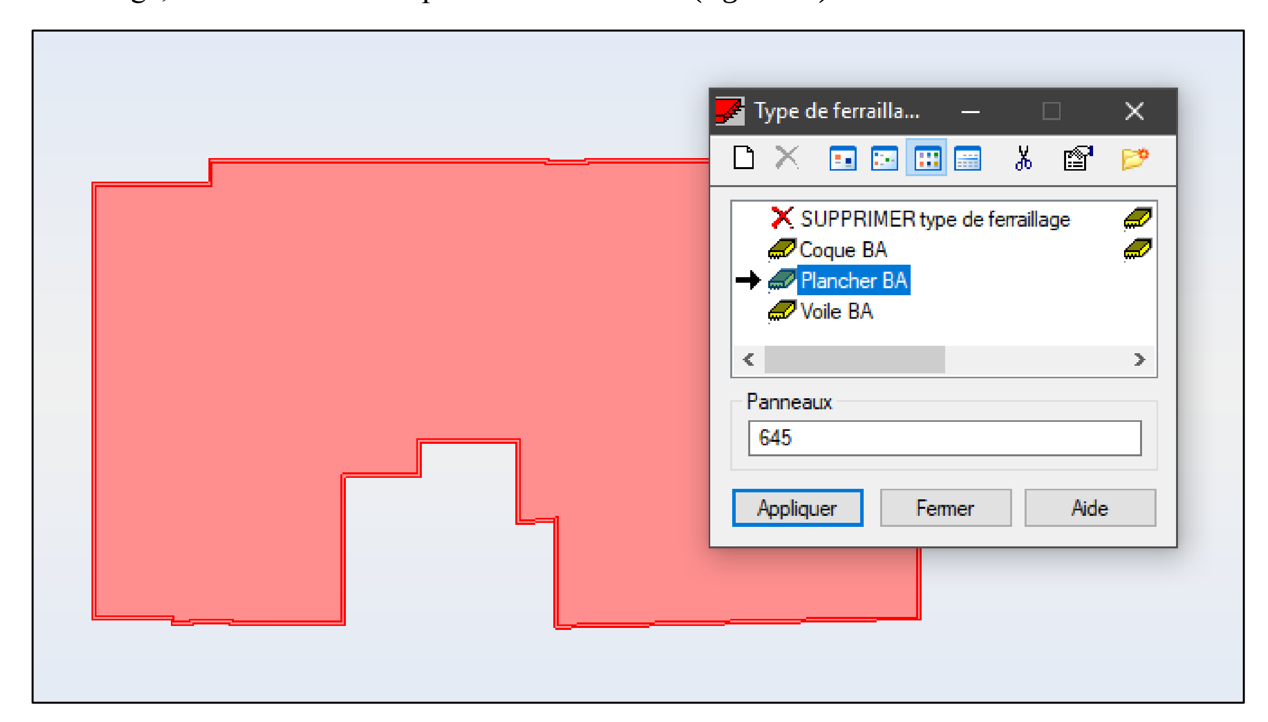



*Figure 26 Type de ferraillage sur logiciel robot 2014*

On indique le plancher qu'on désire ferrailler, ainsi que les différents états limites :

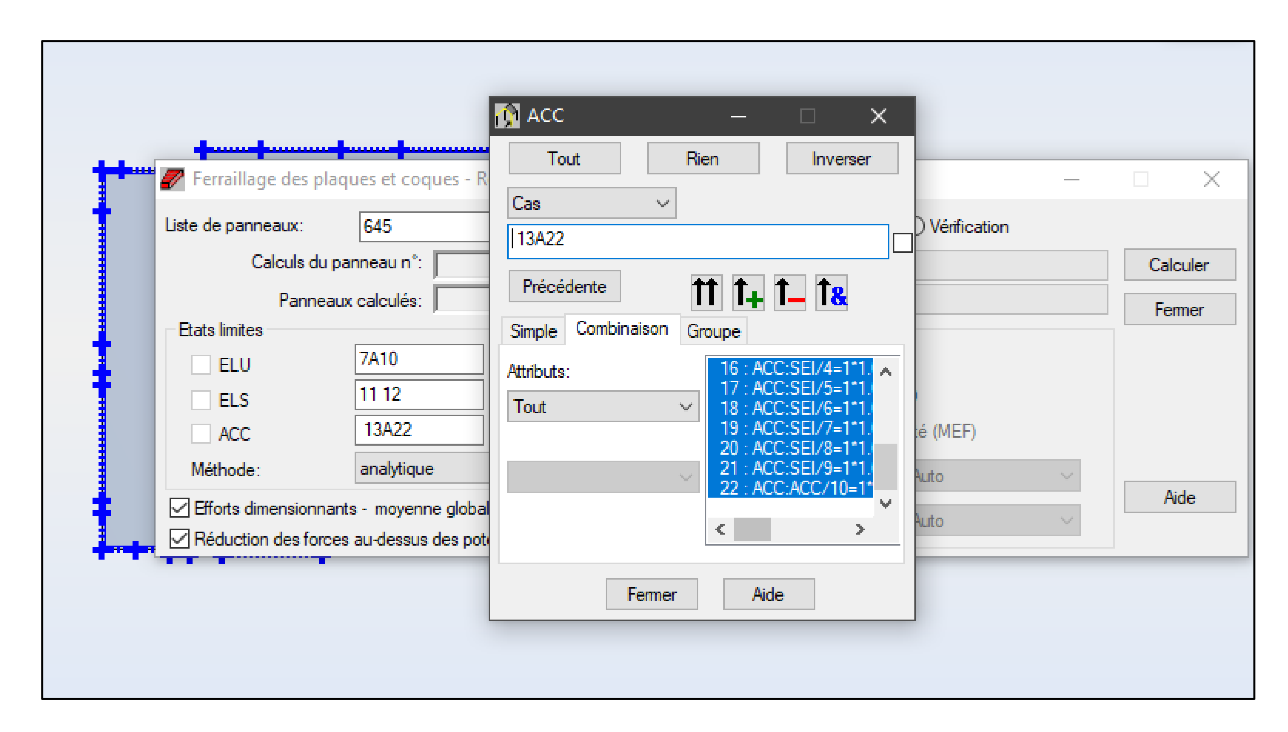



*Figure 27 Processus de calcul robot 2 : états limites*

**Remarque :**

L'option activée en bas de la fenêtre « Réduction des forces au-dessus des poteaux et voiles » est importante, vu que les sollicitations au-dessus des poteaux et voiles sont importantes, et on ne doit pas calculer le ferraillage global de la dalle à partir de ces sollicitations car sinon on aura un surdimensionnement du plancher.

### 4.3.Ferraillage théorique du plancher :

Le calcul du ferraillage théorique de la dalle correspondant aux quatre lits d'armatures est effectué à partir des cartographies de ferraillage obtenues par logiciel robot.

- Ferraillage du lit supérieur dans la direction X (Ax(+) principal) :

La cartographie du ferraillage principal Ax(+) du lit supérieur est présentée dans l'annexe 8.

On remarque que les régions au-dessus des poteaux et des voiles nécessitent plus de ferraillage.

Du point de vue économique et pour ne pas obtenir un surdimensionnement du plancher, on procède au ferraillage global du plancher à travers les régions horspoteaux etvoiles, et on procède par la suite au renforcement de sections au-dessus des planchers et des voiles.

**Remarque :**

- Toutefois, il ne faut pas exagérer en choisissant d'incorporer à chaque fois des nappes d'armatures de renforcement au niveau des régions à grand ferraillage théorique pour des raisons de simplification d'exécution pour les ouvriers et d'encombrement.
- Par souci d'exécution encore une fois,on choisit généralement d'unifier l'espacement des armatures, ainsi que le diamètre des barres. Dans notre cas, on choisit un espacement de 15cm correspondant à 7 barres pour 1m. le diamètre des barres dépendde la valeur du ferraillage théorique donnée par les cartographies de ferraillage.

Pour un ferraillage théorique de **:** $Ax(-)_{Th}$ = 4,5 cm2/m

On choisit Ax(-)= 7HA10 = 5,50cm2/m pour un espacement de 15cm.

Ci-dessous le tableau présentant les différentes sections des barres :

La valeur maximale du ferraillage théorique indiquée sur cette cartographie étant :

$Ax(-)_{Th,max}$= 12,66 cm2/m, la section théorique de renforcement nécessaire au-dessus des poteaux concernés sera alors :

$Ax(-)_{Th,\ renforcement}$ = 12,66 – 5,50 = 7,16 cm2/m.

En utilisant la même valeur d'espacement 15cm, on pourra choisir :

$Ax(-)_{renforcement}$ = 7HA12 = 7,92 cm2/m.

Donc au niveau de la région où $Ax(-)_{Th,\ max}$ = 12,66 cm2/m on aura une section totale d'armatures Ax(-)choisie = 5,50+7,92 = 13,42 cm2/m > 12,66cm2/m

Pour les régions où : $Ax(-)_{Th}$ appartient à [5,50 ; 7,15] :

$7{,}15 - 5{,}5 = 1{,}65\ cm2/m$, soit une section d'armatures 7HA10avec 15cm d'espacement.

Ci-dessous le ferraillage des lits supérieur et inférieur suivant les deux directions X et Y du plancher du premier étage :

| Lit d'armatures | Ax(-) | Ax(+) | Ay(-) | Ay(+) |
|---|---|---|---|---|
| Espacement des barres (cm) | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Ferraillage global (cm2/m) | 7HA10 | 7HA20 | 7HA12 | 7HA14 |
| Barres de renforcement (cm2/m) | 7HA12 | 7HA10 | 7HA8 | 7HA14 |
| | 7HA10 | - | 7HA14 | 7HA12 |

*Tableau 32 Ferraillage du plancher haut 1er étage*

Le lit inférieur d'armatures principales Ax(-) est disposé selon le schéma de la figure 28 :

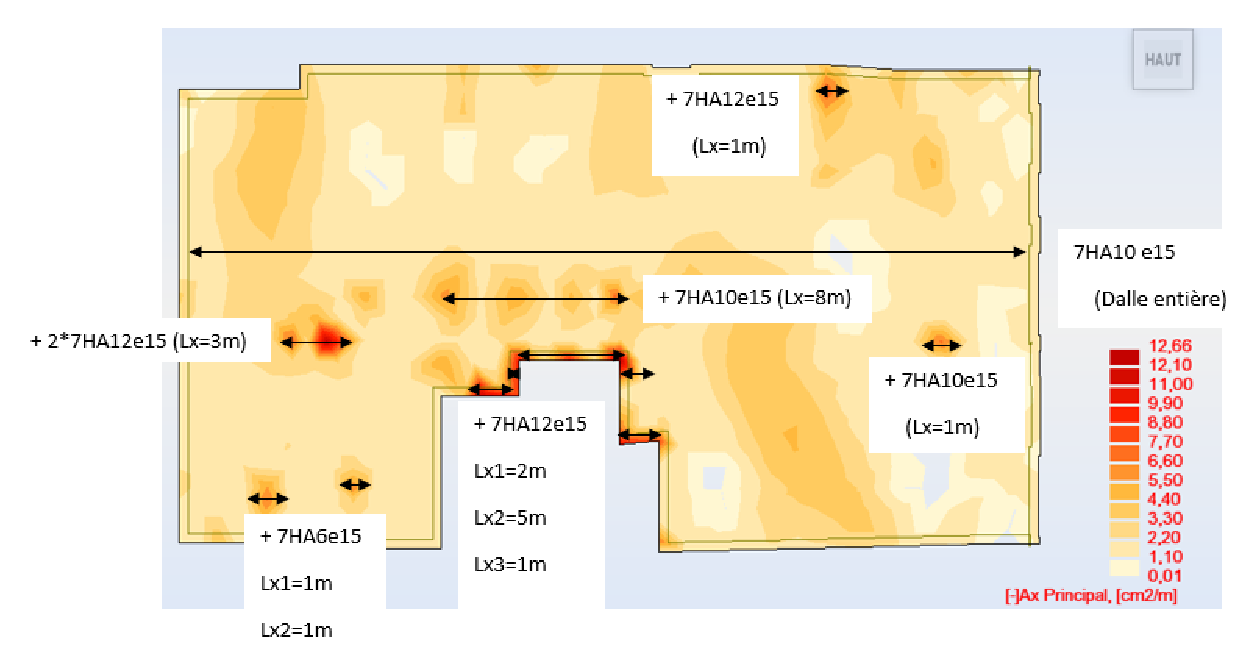



*Figure 28 schéma de ferraillage du plancher haut 1er étage (lit inférieur d'armatures principales Ax(-)*

$L_x$ représente la longueur totale des barres dans chaque zone, par exemple pour la zone de renforcement centrale où : $Ax(-)_{renforcement}$ = 7HA10e15 et Lx =8m est ferraillée comme indiqué sur la figure 29(en plus du ferraillage global de la dalle Ax(-) = 7HA10) :

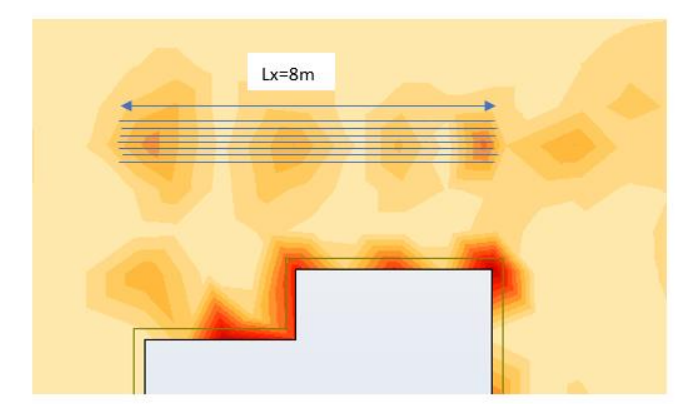



*Figure 29 Schéma de disposition des armatures de renforcement*

La position des barres 7HA10e15 (par rapport à l'axe Y) est disposée de manière centrée sur les voiles au-dessous du plancher.

La disposition des armatures principales Ax(+) du lit supérieur est représentée sur la figure 30, la cartographie de ferraillage Ax(+) du plancher-haut 1er étage est présentée en annexe 4.

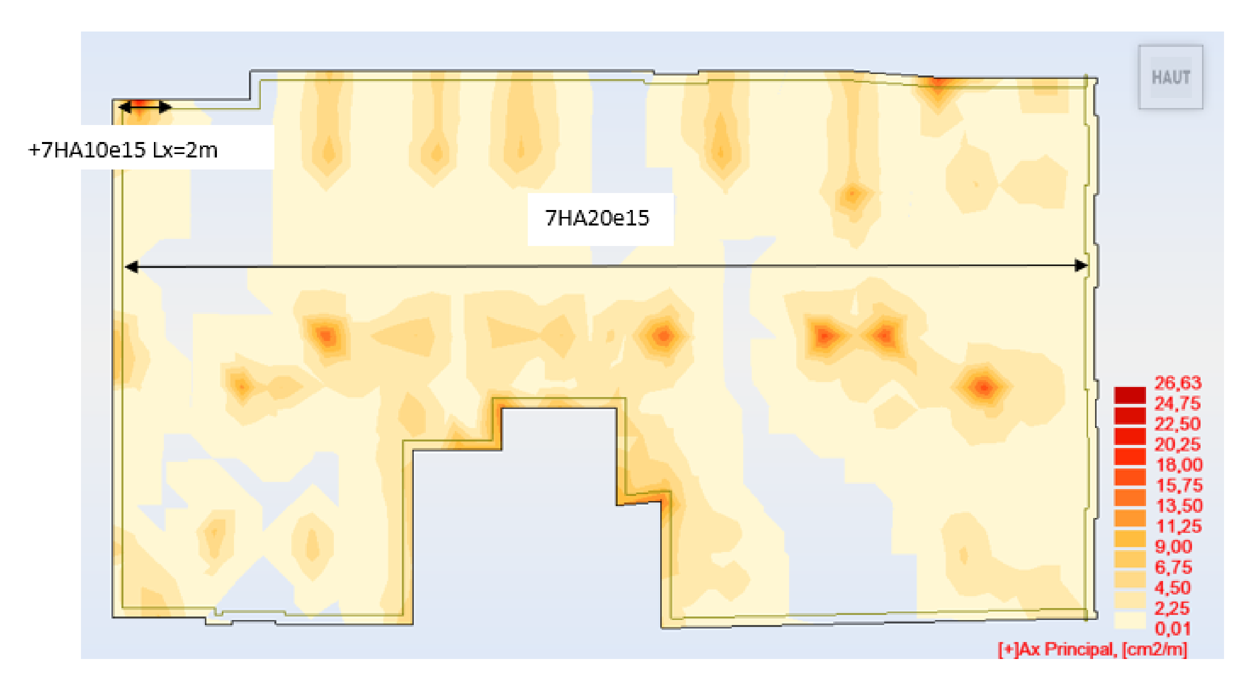



*Figure 30 Schéma de ferraillage du plancher haut 1er étage (lit supérieur d'armatures principales Ax(+))*

Les barres additionnelles de renforcement sont disposées comme indiqué sur la figure 31 tout en respectant les règles d'espacements et d'enrobage.

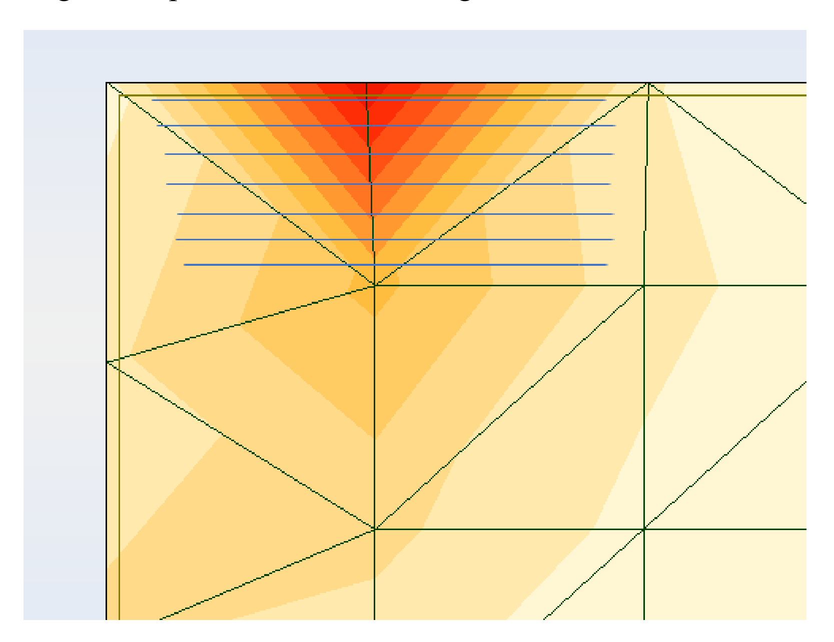


*Figure 31 Disposition des armatures de renforcement*

Le lit supérieur d'armatures perpendiculaires aux armatures principales Ay(+) est disposé comme indiqué sur la figure 32 :

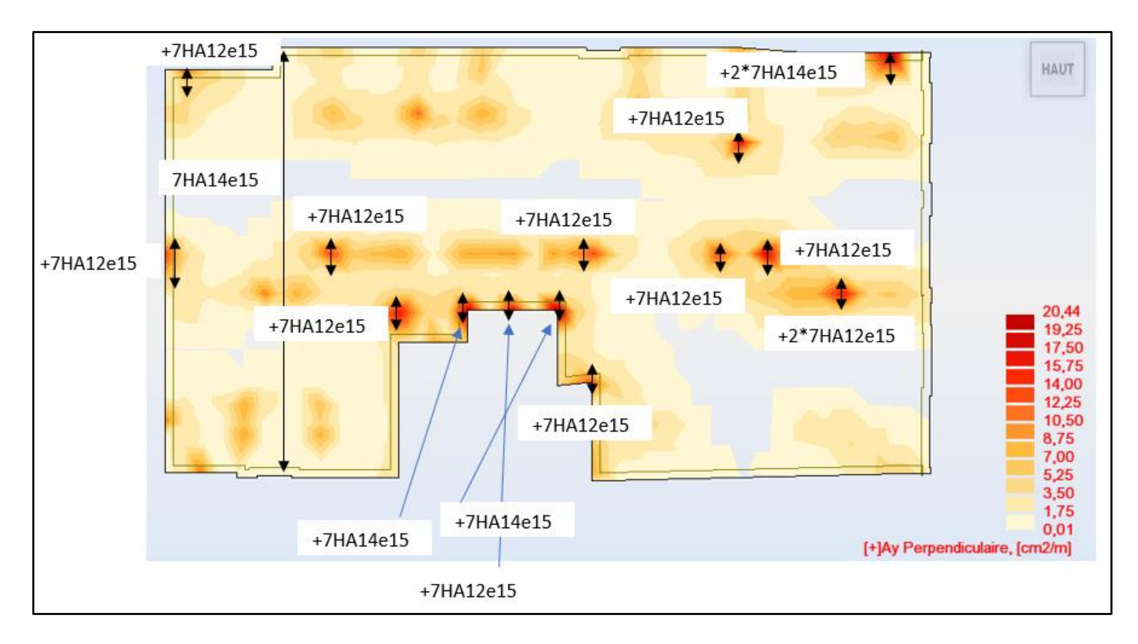



*Figure 32 Schéma de ferraillage du plancher haut 1er étage (lit supérieur d'armatures Ay(+))*

Ly (longueur des barres est par défaut égale à 1m), et les renforcements centrés sur les éléments porteurs.

Pour les zones entourant le noyau par exemple, les armatures de renforcement sont disposées comme indiqué sur la figure 31 (en plus des armatures perpendiculaires aux armatures principales globales Ay(+) = 7HA14e15) :

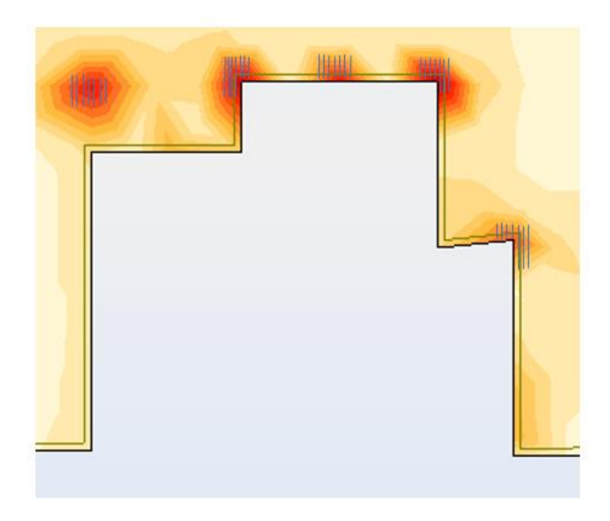


*Figure 33 Schéma de disposition des armatures de renforcement*

Le lit inférieur d'armatures perpendiculaires aux armatures principales Ay(-) est disposé comme indiqué sur la figure 34:

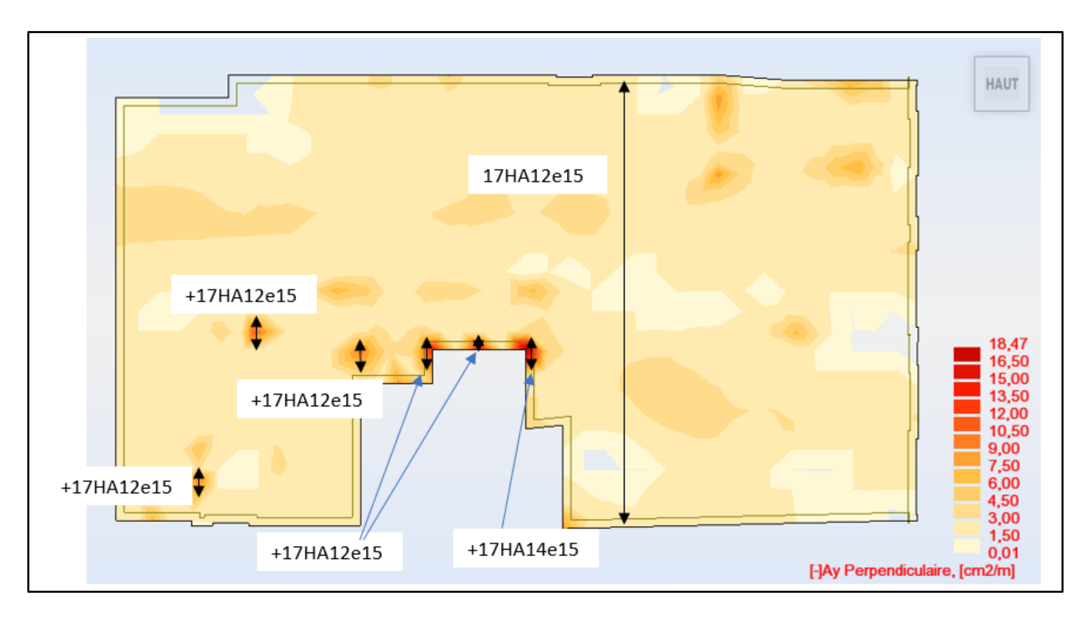



*Figure 34 Schéma de ferraillage du plancher haut 1er étage (lit inférieur d'armatures Ay(-))*

La figure 35 indique la disposition des armatures de renforcement correspondant au coin du contour du noyau :

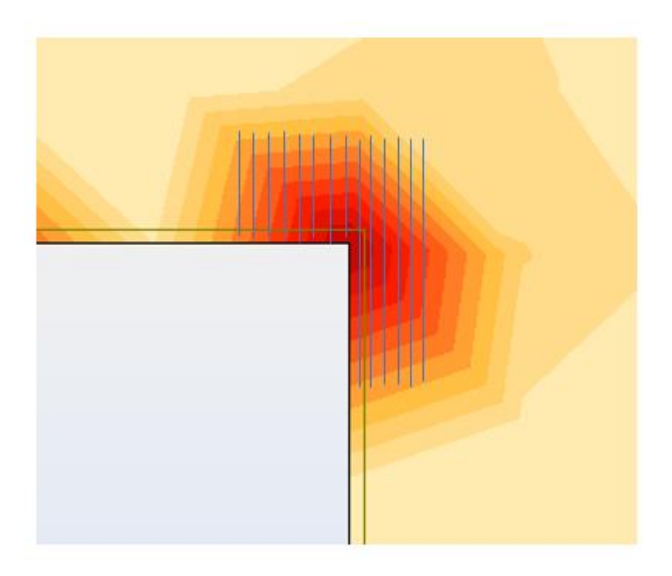


*Figure 35 Schéma de disposition des armatures de renforcement du coin du contour du noyau*

### 4.4.Vérification de l'effort tranchant :

D'après les cartographies des contraintes de cisaillement présentées dans l'annexe4, toutes les valeurs sont inférieures à la valeur admissible qui est de :

$$0{,}07\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1166{,}6\ KN$$

Donc, on n'a pas besoin de prévoir des armatures transversales.

### 4.5.Vérification de la flèche :

Pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, la flèche susceptible de mettre en cause le bon comportement des dalles est limitée comme suit (article B.6.5.3 [5]) :

- Pour les éléments supports reposant sur deux appuis :

- L/500 si la portée L est au plus égale à 5m ;
- 0.5cm + L/1000 si la portée L est supérieure à 5m ;

- Pour les éléments supports en console :
- Si la portée est inférieure à 2m est L/250 ;
- Si la portée est supérieure à 2m, aucune valeur limite n'est indiquée par le règlement.

D'après la cartographie des flèches présentée dans l'annexe 3, la valeur maximale de la flèche est égale à :

$$f_{max} = -0,65\ cm\ avec\ L > 5m$$

On a bien :

$$|f_{max}| \leq 0,5cm + \frac{L}{1000}$$

Correspondant à des portées supérieures à 5m, donc elle est bien vérifiée. (Inférieure à 0,5cm+L/1000 en valeur absolue) Elle est même acceptable d'après le cahier de charges.

### 4.6.Condition de non fragilité :

La section d'armatures par mètre de longueur adoptée dans un plancher-dalle doit être supérieur ou égale à la section minimale de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0.23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,61\ cm^2/ml$$

Ceci pour les deux directions principale et perpendiculaire à la direction principale (x et y).

Les sections d'armatures par mètre longueur adoptées ci-dessus sont bien supérieures à la section minimale d'armatures de non fragilité.

### 4.7.Ferraillage des balcons :

**Exemple de ferraillage d'un balcon :**

Par utilisation des cartographies données par le logiciel ROBOT 2014 (figure 36) :

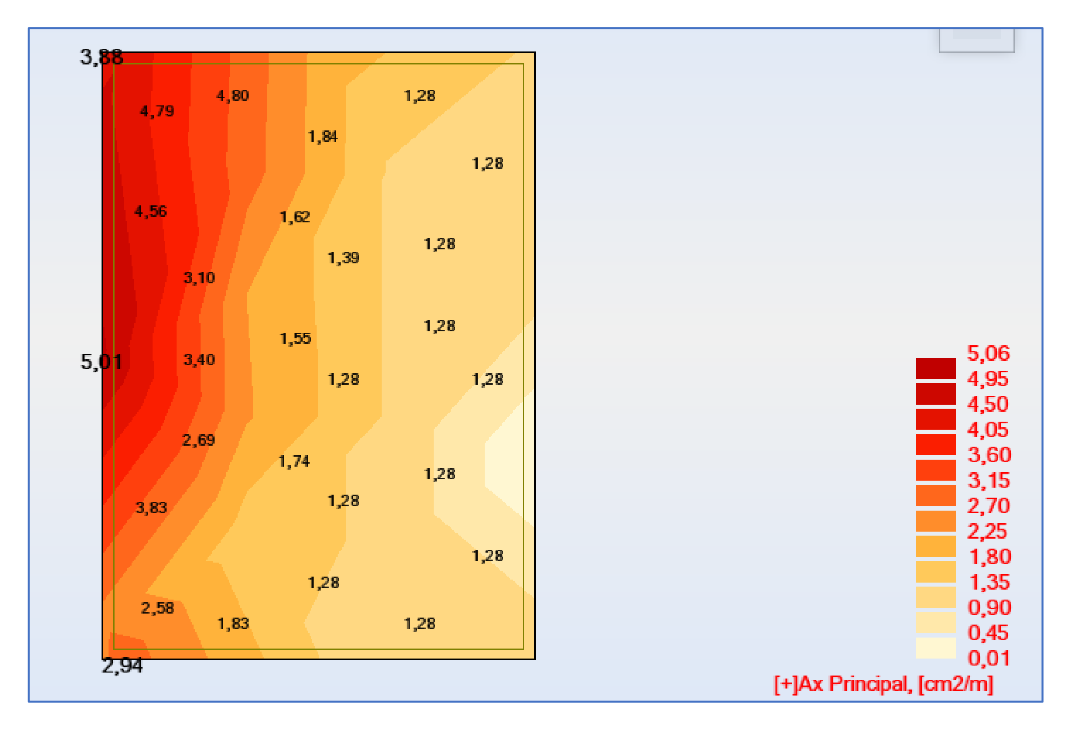



*Figure 36 Cartographie du ferraillage Ax[+] Principal du balcon 544 donnée par Robot 2014*

La section théorique d'armatures supérieures maximale suivant x d'après la cartographie de la figure 36 est : $A_{th\ max} = 5{,}06\ cm2/m$.

Ce qui correspond à :

$$A_{x\ sup} = 5HA12e20cm/mètre.$$

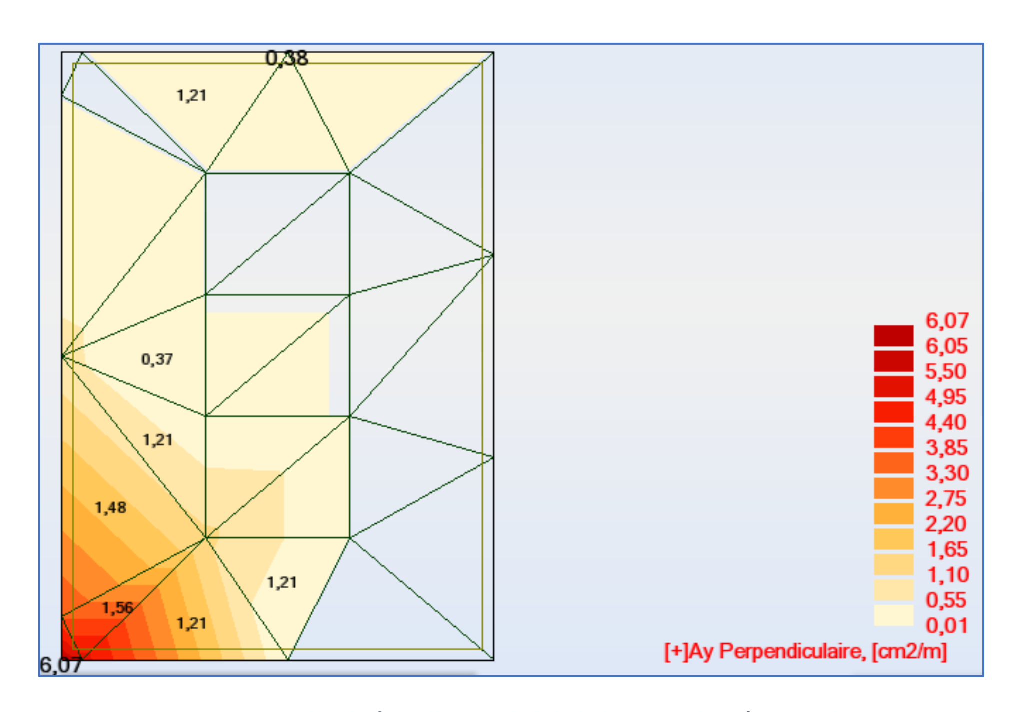



*Figure 37 Cartographie du ferraillage Ay[+] du balcon 544 donnée par Robot 2014*

**Section d'armatures minimale de non-fragilité :**

$$A_{min} = 0.23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 2{,}17\ cm^2/m$$

La section d'armatures maximale indiquée sur la cartographie de la figure 37 :

$$A_{th\ max} = 6{,}07\ cm^2/m.$$

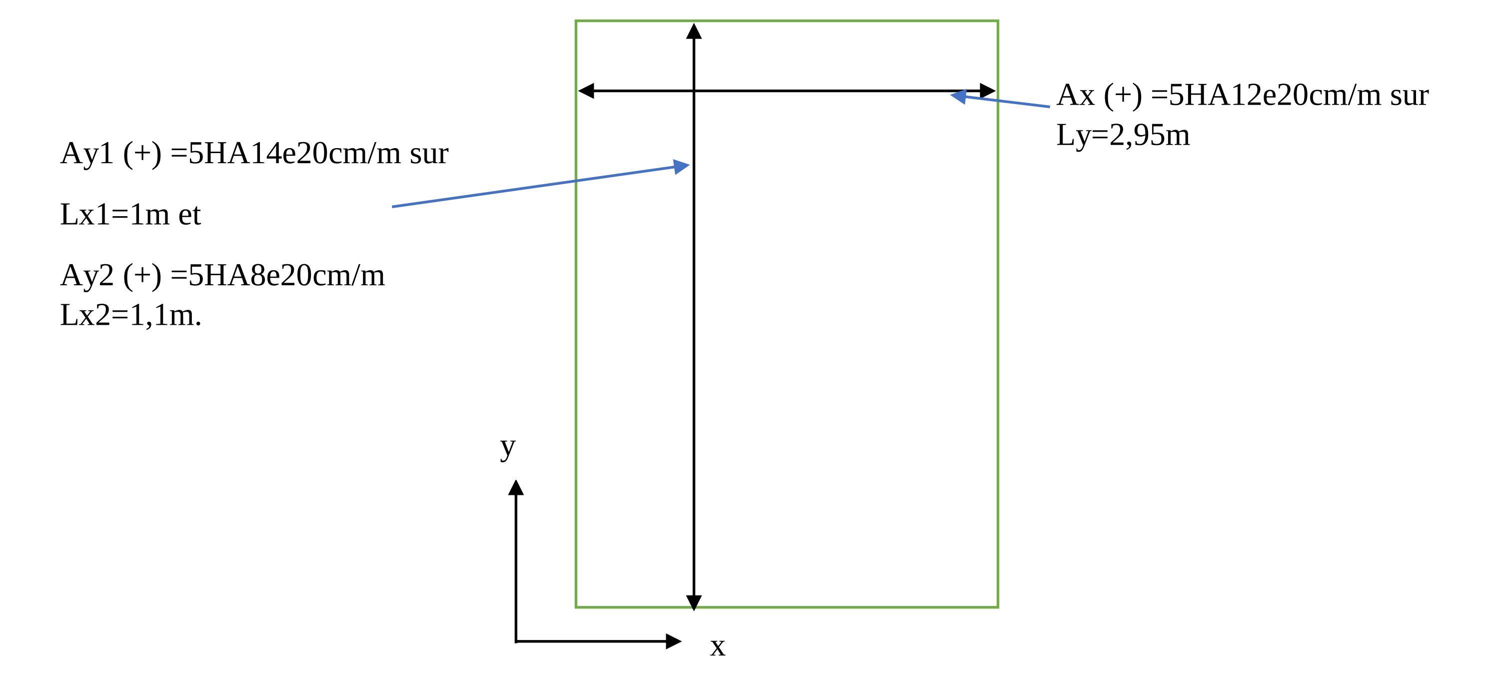
$\frac{6{,}07}{5} = 1{,}214\ cm^2$. Soit des barres HA14=1,54 $cm^2$. Donc : 5HA14e20cm /mètres.

Etant donné que seule la partie inférieure indiquée sur la cartographie de la figure 37nécessite cette quantité d'armatures on adoptera pour des raisons économiques 5HA14e20 sur le 1er mètre suivant x de la dalle à partir de son appui.

En partie supérieure de la cartographie de la figure 37 (le 1,1m qui reste) en disposera une section d'armatures égale à 2,17 $cm^2$.

Soit : 5HA8e20cm/m.

**Récapitulatif du ferraillage de la partie supérieure de la dalle en porte à faux :**



**Ferraillage de la partie inférieure du balcon :**

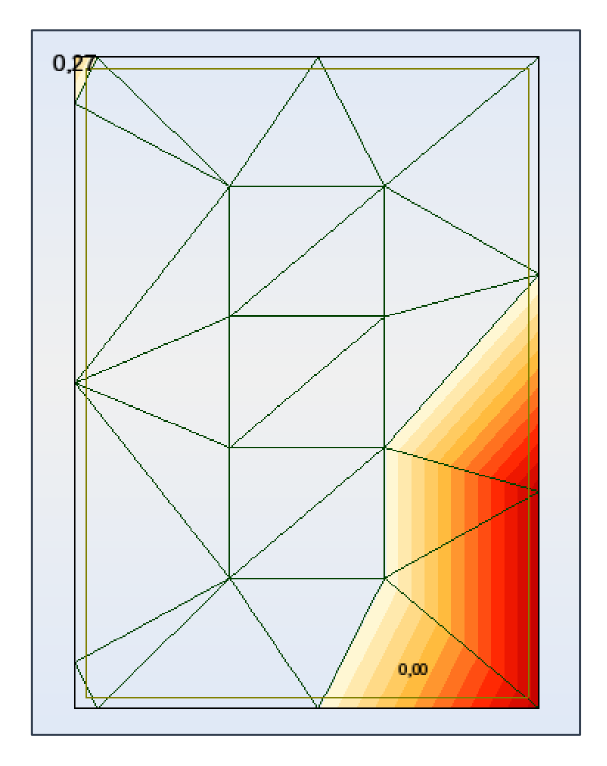



*Figure 38 Cartographie du ferraillage inférieure Ax[-] du balcon 544*

La section théorique d'armatures principales inférieure donnée par la cartographie de la figure 38 est :

$$A_{x(-)Th\,max} = 1{,}28\ cm^2/m\ < A_{min}.$$

Donc on adoptera la section d'armatures minimale :

$A_{x(-)} = 2{,}17\ cm^2/m.$

Soit, 5HA8e20cm/m sur Ly=2,95m.

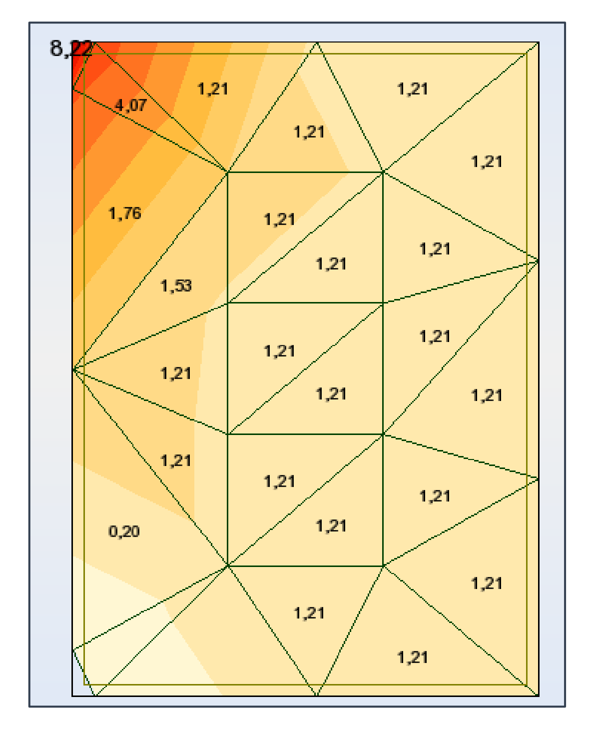



*Figure 39 Cartographie du ferraillage Ay[-] du balcon 544*

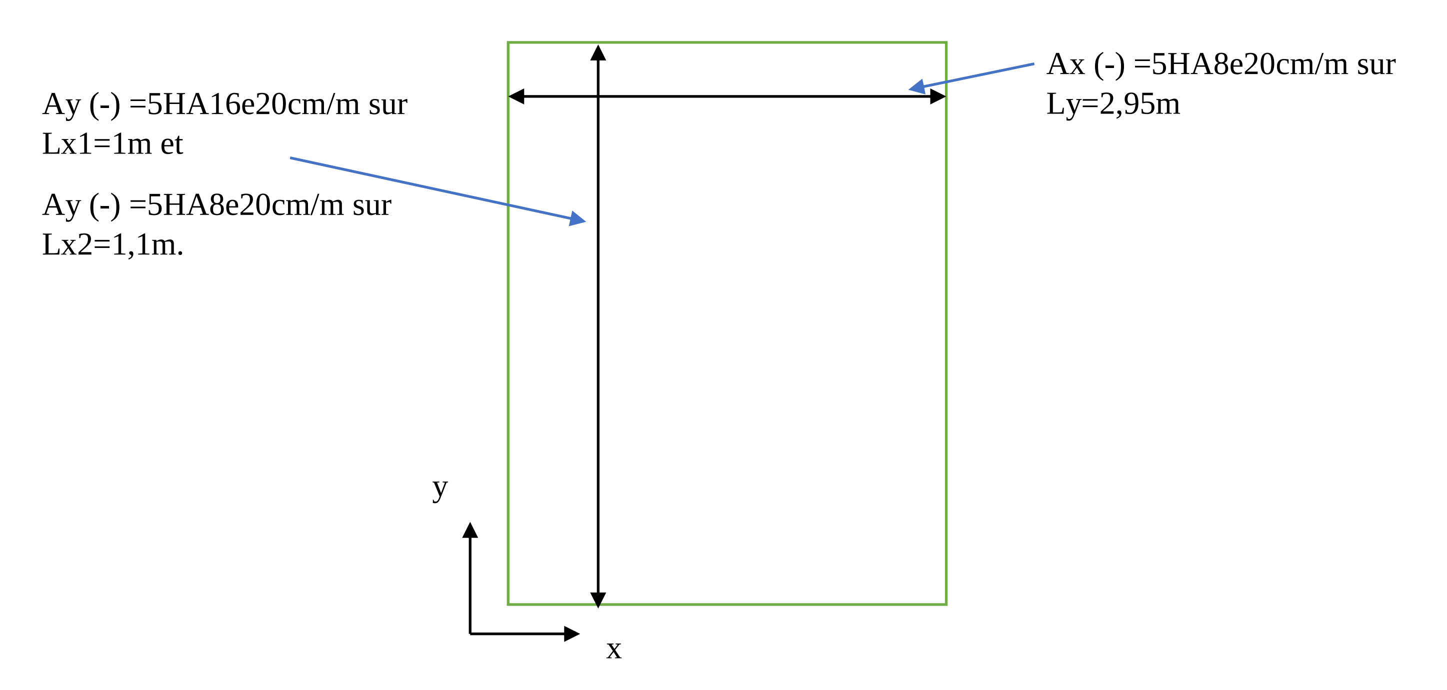
La section d'armatures théorique nécessaire donnée par la cartographie de la figure 39 :

$$A_{y(-)Th\ max} = 8{,}31\ cm^2/m.$$

Soit 5HA16e20cm.

Pour le ferraillage du reste de la dalle, on adoptera la section d'armatures minimale, Soit5HA8e20/m.

**Récapitulatif du ferraillage de la partie inférieure de la dalle du balcon :**



## 5. Vérification du poinçonnement du plancher-dalle :

### 5.1.Généralités :

Le poinçonnement est normalement le critère déterminant l'épaisseur des planchers-dalles. Il est caractérisé, comme indiqué sur la figure40par la pénétration de la colonne à travers la dalle et l'expulsion d'un cône de béton.

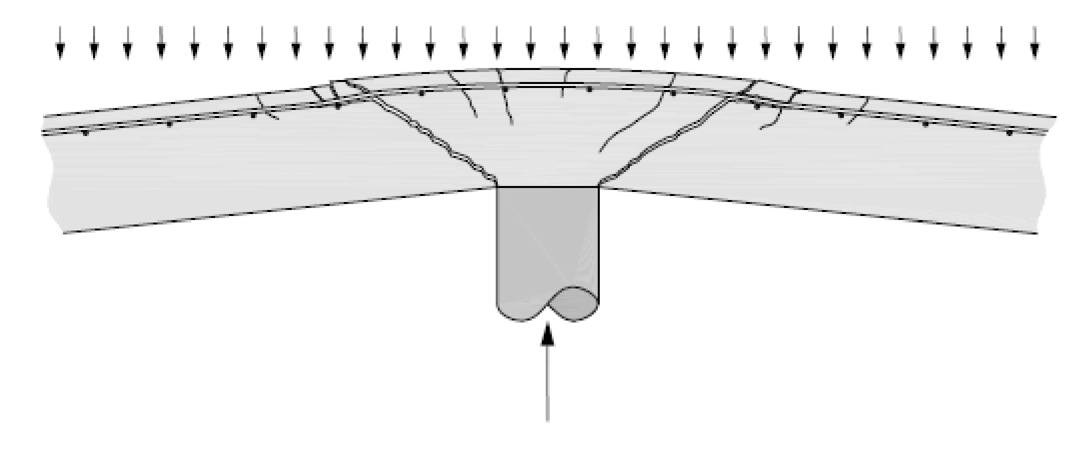


*Figure 40 Rupture par poinçonnement d'un plancher-dalle en béton armé (image prise de la thèse N° 4812 (2010) EPFL)*

Dans le cas d'une charge concentrée éloignée des bords de la dalle, on n'a pas d'armatures transversales de poinçonnement si la condition ci-dessous est vérifiée [15] sinon il faut prévoir des armatures de poinçonnement :

$$Q_u \leq 0{,}045.\,u_c.\,h_0.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

$Q_u$ : charge de calcul à l'ELU ;

$h_0$ : épaisseur de la dalle ;

$u_c$ : périmètre du rectangle d'impactau niveau du feuillet moyen de la dalle.

Avec $u_c$=2a+2b+4h

### 5.2.Dispositions des armatures de poinçonnement dans les planchers-dalles :

Les armatures d'âmes sont disposées à l'intérieur du contour u situé à la distance x de $u_c$, cette distance étant telle que :

$$Q_u \leq 0{,}045.\,(u_c + 8x).\,h_0.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}\ avec\ u > u_c$$

Elles sont calculées de la même manière indiquée dans l'article A.5.1, 232[5].

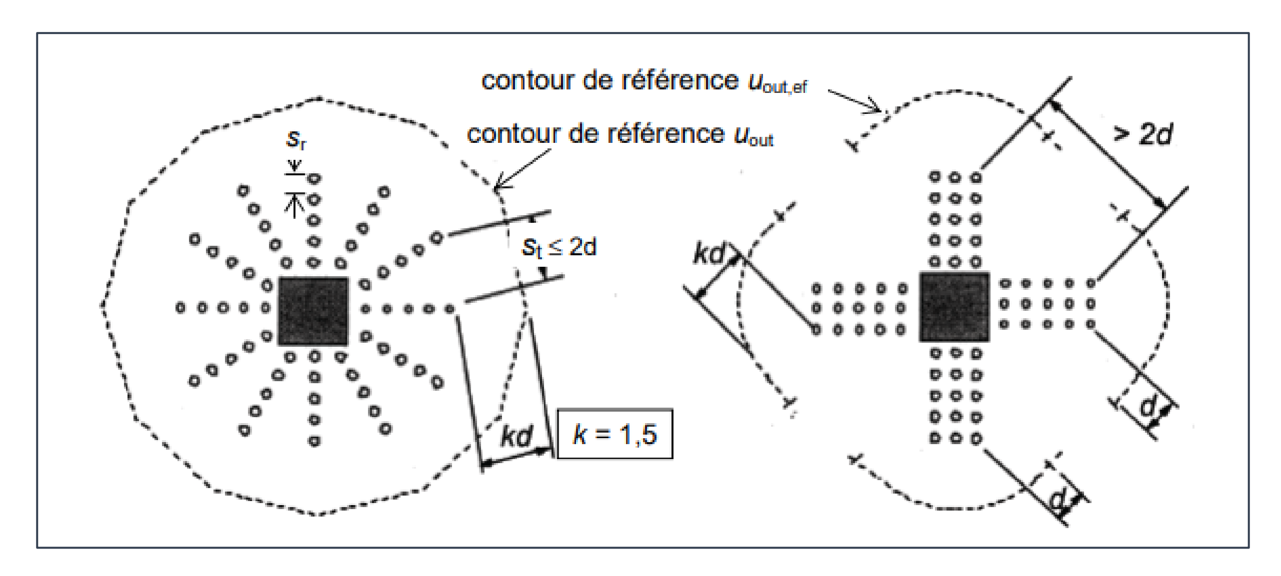



*Figure 41 Disposition des armatures de poinçonnement, planchers-dalles*

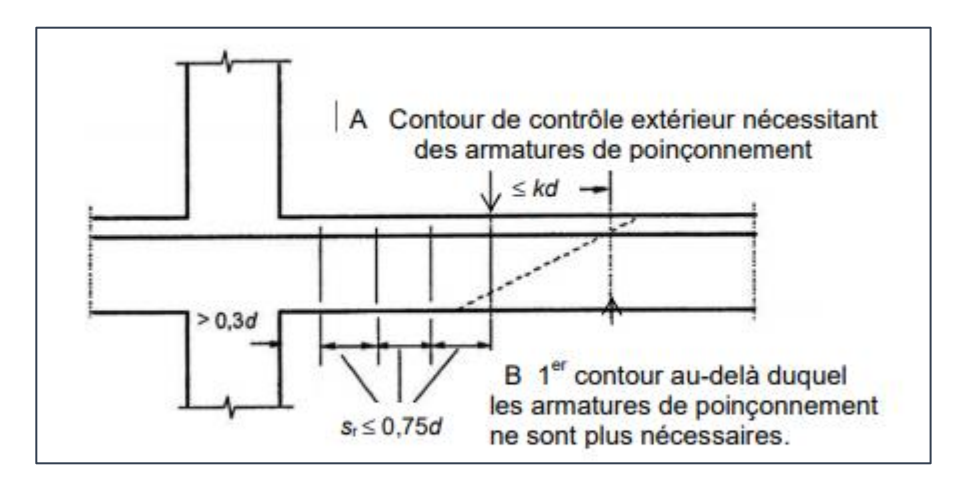



*Figure 42 Armatures de poinçonnement, espacements des armatures, (EC 2-1-1, Fig. 9.10a)*

$S_r$ et $S_t$, sont respectivement l'espacement des cadres ou étriers de poinçonnement dans la direction radiale et dans la direction tangentielle.

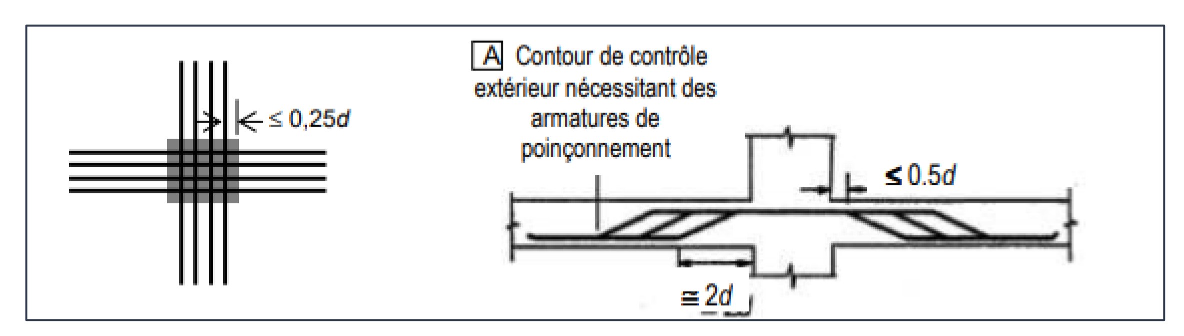



*Figure 43 Espacements des armatures de poinçonnement en barres relevées (EC 2-1-1, Fig. 9.10b)*

Les barres relevées traversant l'aire chargée ou se trouvant à une distance de cette aire inférieure à 0,25d, peuvent être utilisées comme armatures de poinçonnement.

### 5.3.Dispositions constructives face au poinçonnement :

Il est commun d'avoir recours à différents moyens afin d'augmenter la résistance au poinçonnement des dalles de grandes portées comme dans notre cas. Outre les armatures de

poinçonnement, l'ajout d'un ressaut au niveau de la colonne permet d'augmenter efficacement la résistance au poinçonnement, comme indiqué sur la figure 44 :

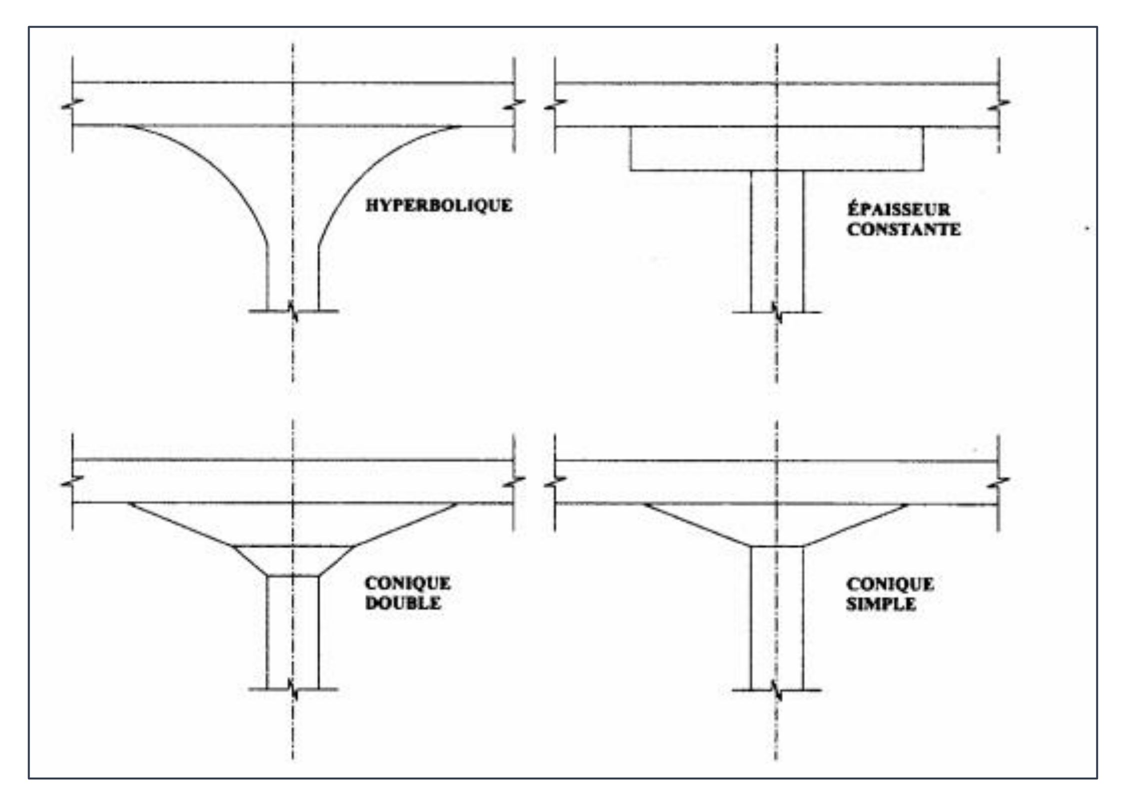



*Figure 44 Géométries possibles des ressauts des planchers-dalles face au poinçonnement*

## 5.4.Vérification du poinçonnement du poteau P3 par CYPECAD :

La vérification de l'état limite d'épuisement face au poinçonnement est effectuée par CYPECAD comme indiqué dans les règles BAEL 91 révisées 99.

Il définit le contour du périmètre d'influence de poinçonnement du poteau et vérifie l'état limite ultime des armatures d'âmes.

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite (A.5.2,42 [3]) :

$$Q_u \leq 0{,}045. u_c. h. \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$Q_u$: la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$u_c$: le périmètre du contour défini en A.3.2,5 [5]. au niveau du feuillet moyen.

h: l'épaisseur totale de la dalle.

$f_{cj}$: Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

$\gamma_b$: Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

Et :

$u_c$= 4200 mm

h = 300 mm

$F_{c28}$ = 25 MPa

$\gamma_b$ = 1.5

### 5.4.1. Situations durables:

Les efforts sollicitant de calcul défavorables se produisent pour la combinaison d'actions suivante :

$$1.35 \cdot PP+1.35 \cdot G+1.5 \cdot Qa+1.005 \cdot V(-X).$$

Donc : $Q_u = 410{,}25\ KN$

$$410{,}25\ KN \leq 945\ KN$$

#### 5.4.1.1.Situations sismiques et accidentelles:

Les efforts sollicitant de calcul défavorables se produisent pour la combinaison d'actions suivante :

$$PP+G+0.65 \cdot Qa+SX+0.3 \cdot SY.$$

Donc : $Q_u = 345{,}73\ KN$

$$345{,}73\ KN \leq 1232{,}61\ KN$$

**Conclusion :** La condition de poinçonnement (A.5.2,42[5]) est vérifiée pour ce cas. Pas besoin d'armatures de renfort.

Le plancher-dalle du 1$^{er}$ étage est stable vis-à-vis du poinçonnement pour tous les poteaux, les résultats sont indiqués dans l'annexe 12.

# Chapitre 6 : Etude de la deuxième variante des dalles : Dalle réticulée

# I. Introduction :

Le dimensionnement manuel des planchers réticulés se fait par la méthode des portiques virtuels qui se base sur une discrétisation de la structure en portiques virtuels.

L'application de la méthode des portiques virtuels exige la vérification d'un certain nombre de conditions dictées par la norme américaine ACI–318[2]. Parmi, ces conditions on cite :

- Il existe un minimum de trois travées dans chaque direction
- Les cadres sont rectangulaires dont le plus grand côté n'est pas supérieur au double du plus petit.
- Toutes les charges et les surcharges sont verticales.

Cependant, le plan de coffrage de notre bâtiment ne vérifie pas ces conditions. A cet effet, nous avons utilisé le logiciel CYPECAD.

En effet, CYPECAD est un logiciel conçu pour réaliser le dimensionnement des structures en béton armé et métalliques. Il permet l'analyse spatiale, le dimensionnement de tous les éléments structuraux, l'édition des armatures et des sections et l'obtention des plans de construction de la structure.

# II. Modélisation de la dalle réticulée :

## 1. Géométrie du plancher réticulée :

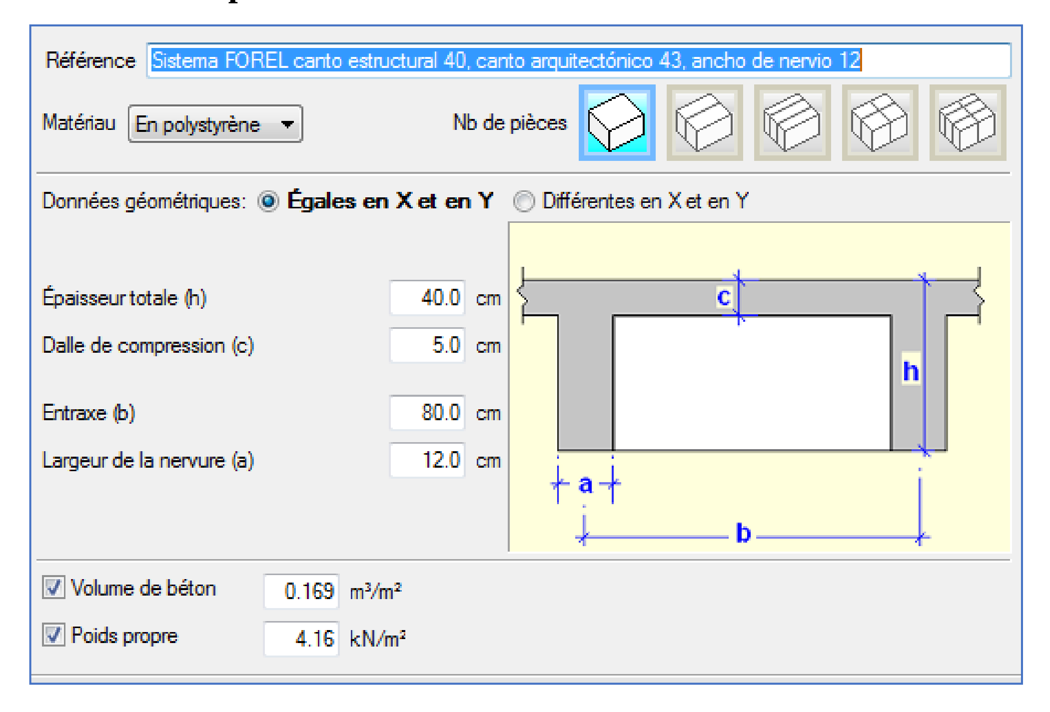



*Figure 45 Caractéristiques des caissons de la dalle réticulée*

[2] ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete provides minimum requirements necessary to provide public health and safety for the design and construction of structural concrete buildings. It is issued and maintained by the American Concrete Institute. The latest edition of the code is ACI 318-14.

Les caissons sont en polystyrène expansé de dimensions : 68×68×35 $cm^3$.

Les caractéristiques influençant le choix du polystyrène expansé sont les suivantes :

- Sa faible densité volumique,
- Sa bonne isolation thermique et acoustique,
- Sa résistance mécanique,
- Son insensibilité à l'eau.

## 2. Les poutres périmètres (couronne ou chainage) :

Ce sont des poutres noyées dans l'épaisseur de la dalle ou à très faible retombée. Ces poutres sont encastrées dans la dalle et sont conçues pour résister, à la fois, à la flexion et à la torsion. Ces poutres sont appelées « couronnes ou chainage ».

Les couronnes relient les panneaux entre eux, entourent les bords du plancher et enlacent les vides prévus pour les trémies, ascenseurs ou cages d'escaliers.

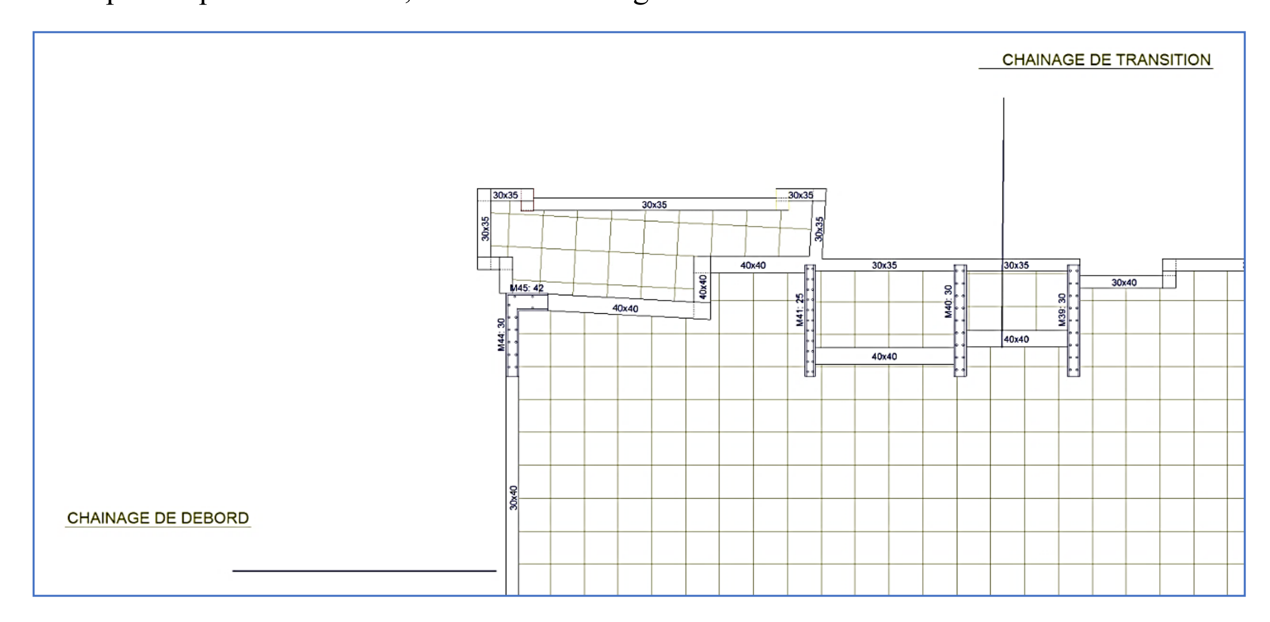



*Figure 46 Schéma illustratif des poutres périmètres de la dalle réticulée*

## 3. Les panneaux (abaques) :

A l'endroit du croisement des poteaux avec le plancher réticulée, les sollicitations deviennent de plus en plus importantes, c'est pour cette raison qu'on dote le plancher dans ces endroits d'une dalle pleine appelée panneau ou abaque. L'abaque peut avoir la même épaisseur H que la plaque (tendance actuelle adoptée pour la réalisation de la majorité des dalles planes), comme il peut dépasser la hauteur H et avoir une forme rectangulaire ou tronco-pyramidale à angle 45° appelée « chapiteau » dans les cas des dalles ayant de grandes portées et supportant des charges élevées.

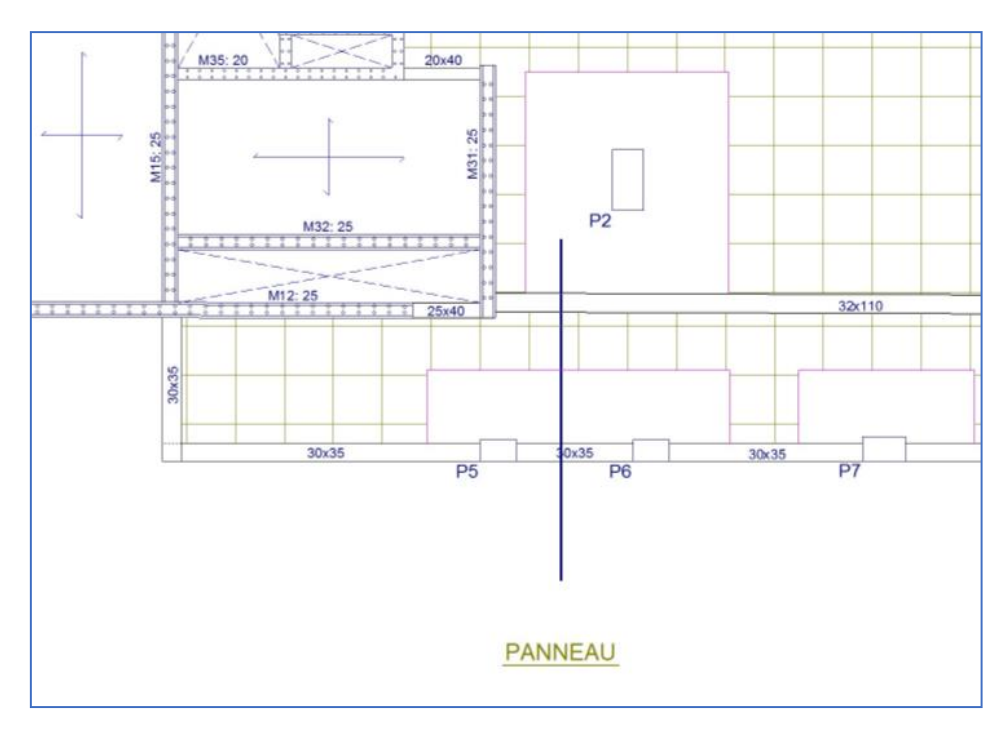



*Figure 47 Schéma illustratif d'un panneau de la dalle réticulée*

# III. Ferraillage de la dalle réticulée à l'aide du logiciel de calcul CYPECAD :

## 1. Calcul du ferraillage du plancher-haut du 1er étage :

Si on désire ne pas exploiter les plans de ferraillage donnés par le logiciel, les armatures peuvent être calculées soit à partir des moments en travers donnés par les cartographies des moments, soit en utilisant directement des cartographies de ferraillage (figure 48) données par logiciel CYPECAD.

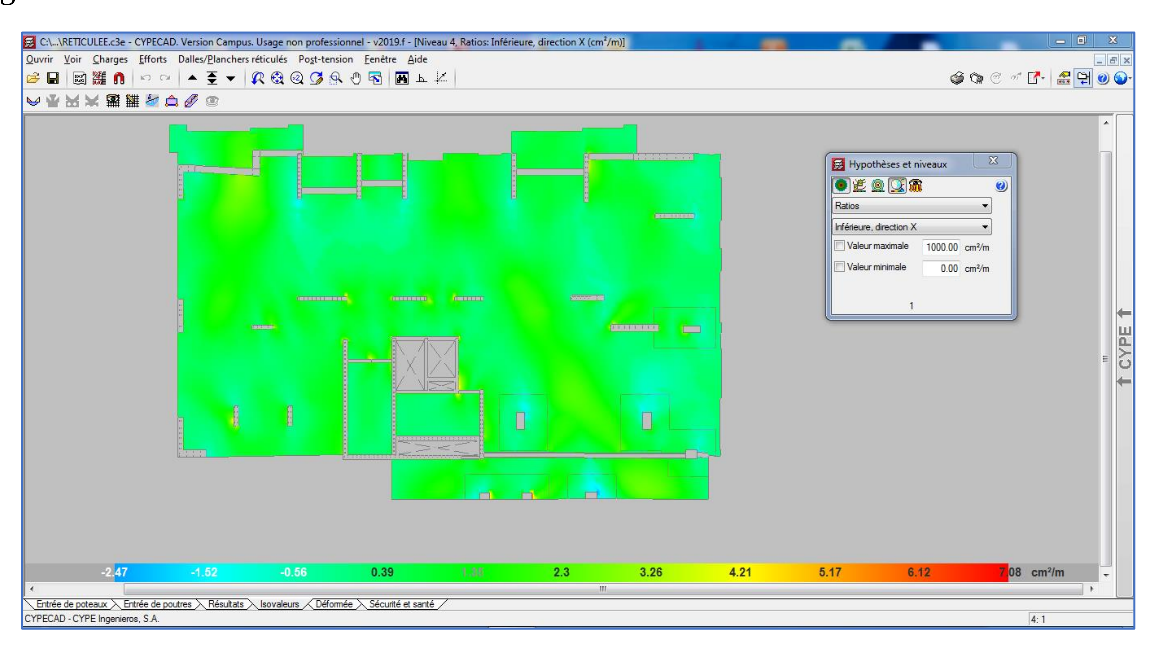



*Figure 48 Cartographie du ferraillage inférieur, direction X*

### 1.1.Disposition du ferraillage :

Le ferraillage de la nervure est disposé comme indiqué sur la figure 49 :

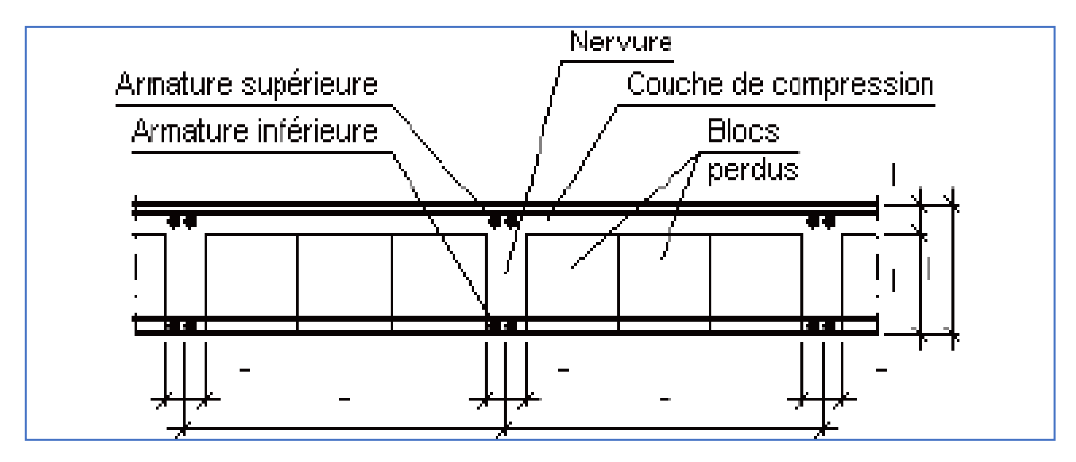



*Figure 49 Disposition du ferraillage dans la nervure*

### 1.2.Ferraillage des zones allégées :

On procède au ferraillage par bande avec une largeur convenable, figure 50, (1 m pour notre cas) pour avoir une nervure par bande, puis on choisit les armatures convenables (figure 50) :

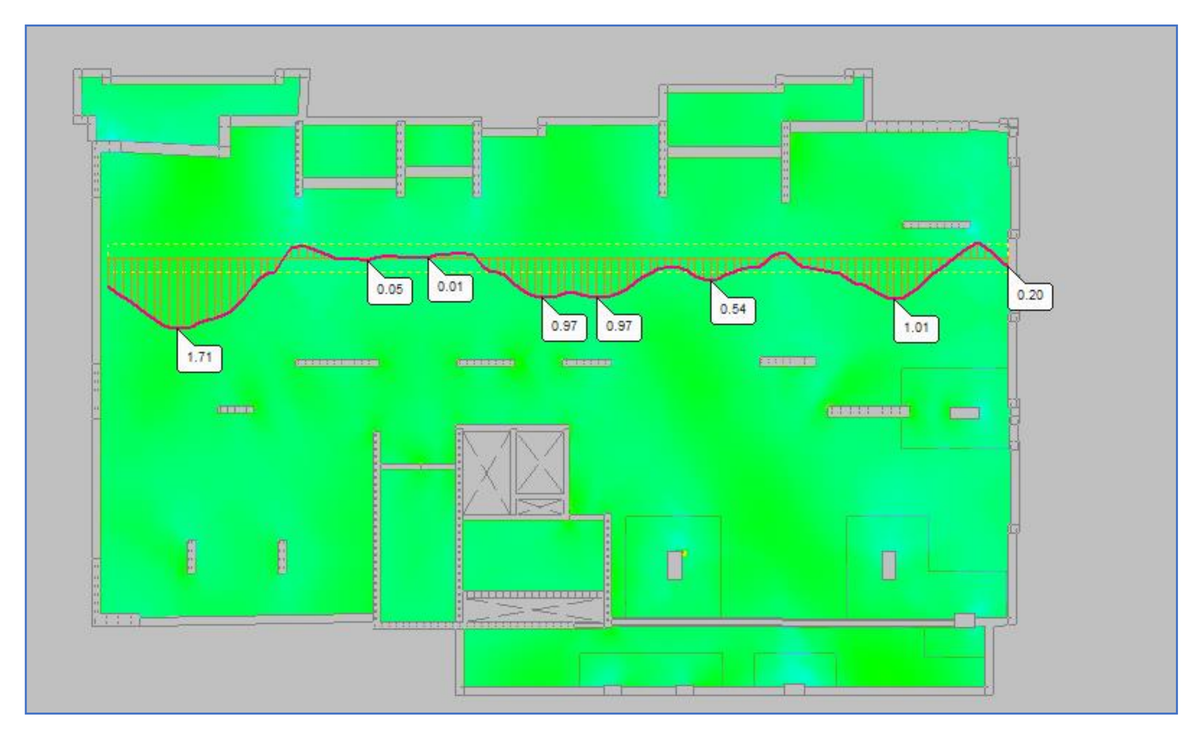



*Figure 50 Cartographie du ferraillage supérieur, direction X*

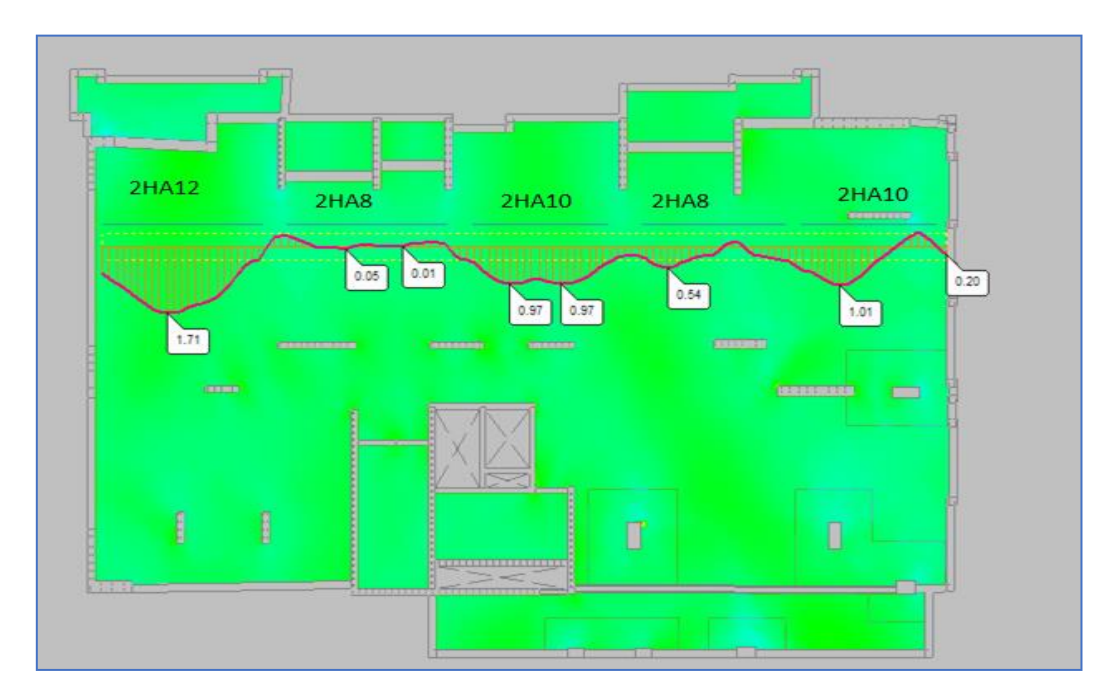



*Figure 51 Cartographie du ferraillage supérieur, direction X, armatures choisies*

On procède de la même manière pour le ferraillage longitudinal (inférieur), et transversal (inférieur et supérieur).

Pour le reste de notre étude, on adopte comme résultat les plans de ferraillage donnés par CYPECAD et présentés en Annexe 5.

### 1.3.Ferraillage des zones massives (panneaux):

Afin de ne pas laisser de grandes zones de béton massif sans armature et qui pourraient donc se fissurer. On met en place des armatures intermédiaires dans les nervures, avec un minimum de 2 dans la zone supérieure et dans la zone inférieure.

On choisit 2HA10 les armatures longitudinales et 2HA8 pour les armatures transversales.

Si le poinçonnement n'est pas vérifié, on renforce cette zone avec les armatures nécessaires ou on augmente l'épaisseur du panneau.

## 2. Vérification des dalles réticulées:

### 2.1.Renforts au cisaillement et au poinçonnement des dalles réticulées :

Dans les panneaux :

Il est possible de placer des barres inclinées, des croisillons de poutres, des épingles verticales, de cadres ou des platines avec connecteurs.

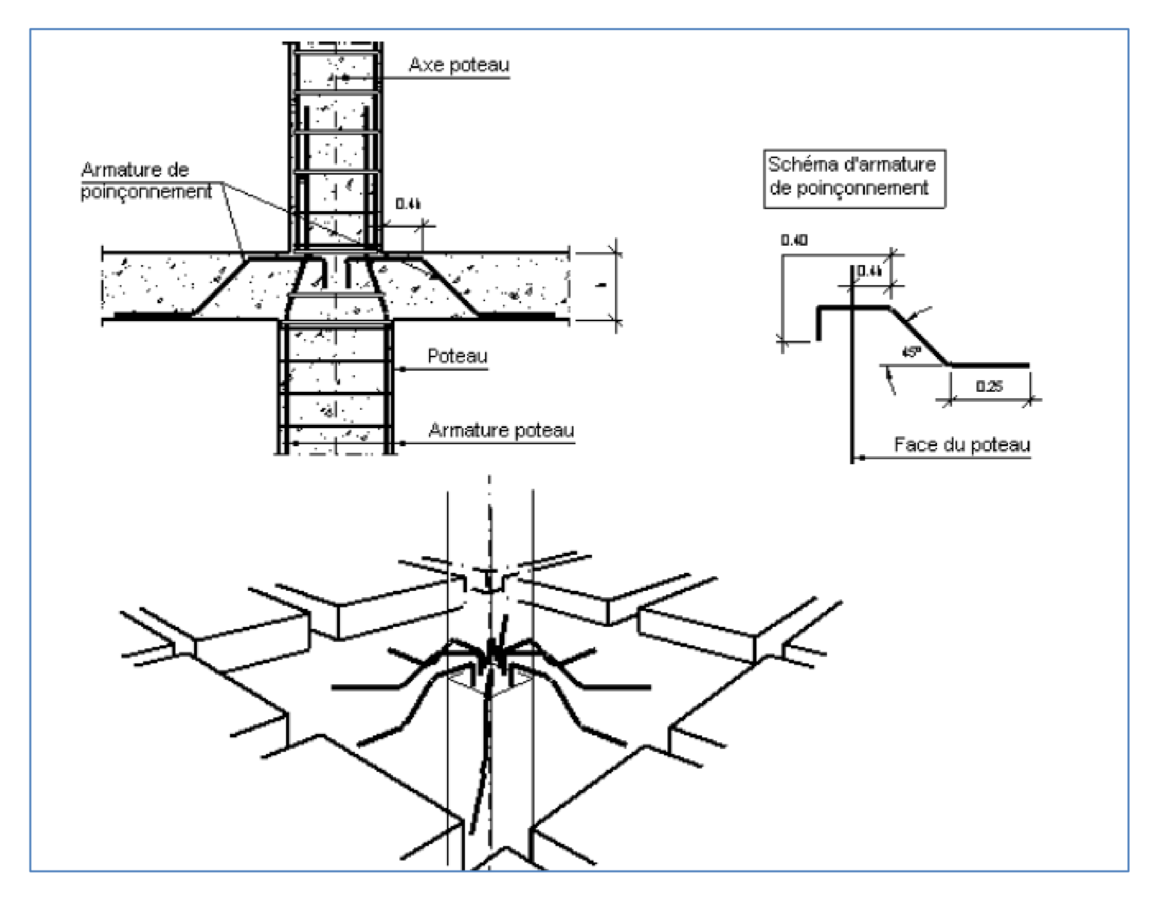



*Figure 52 Renforts au cisaillement dans les panneaux des dalles réticulées, image prise du doc "Planchers réticulés dans CYPECAD"*

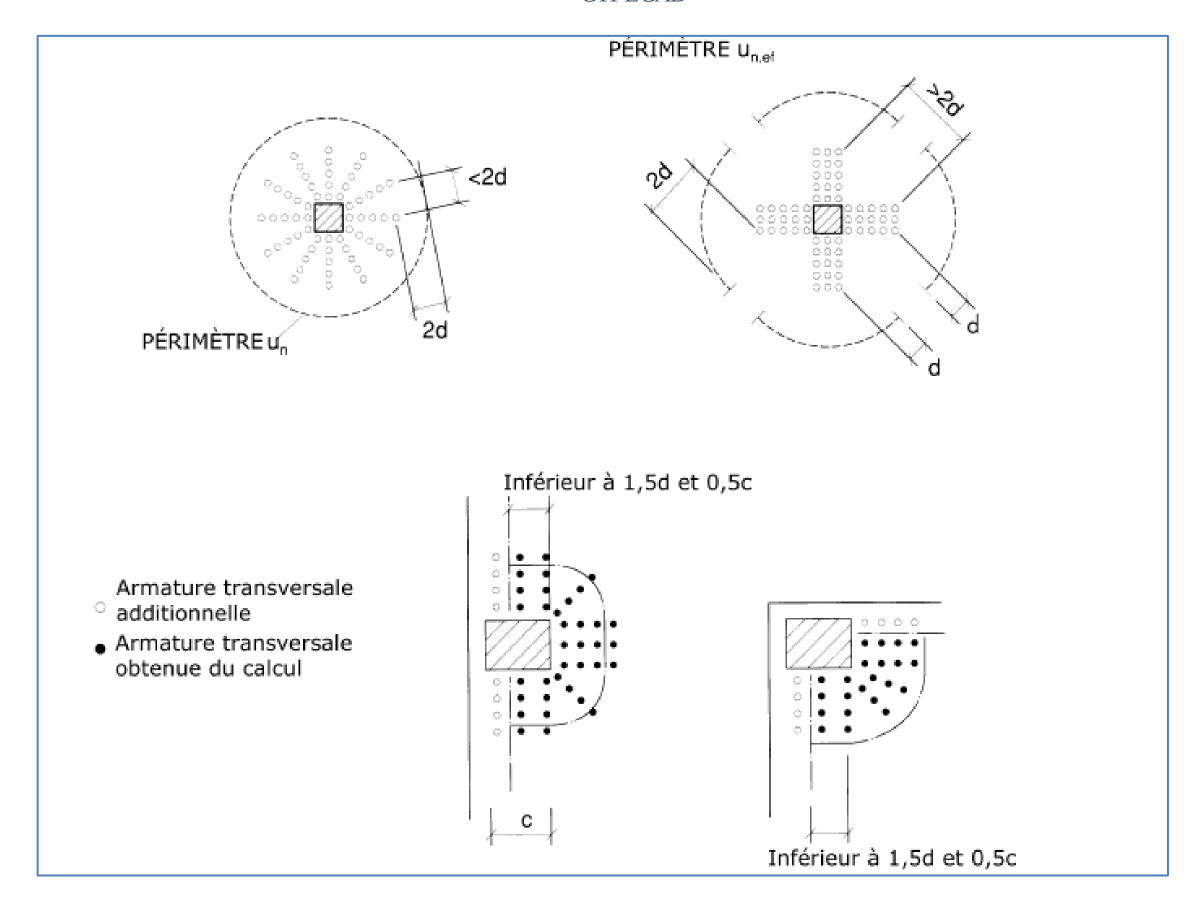
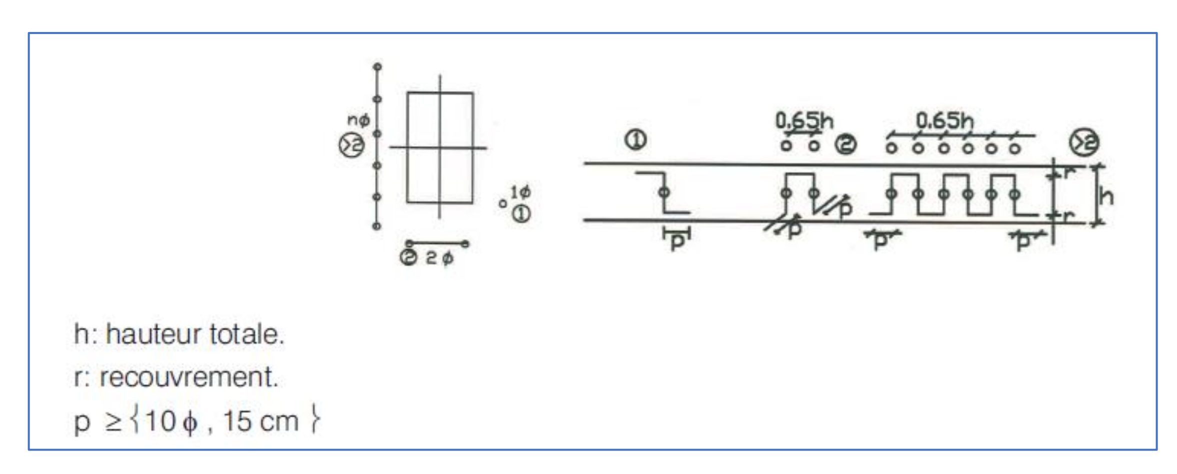


*Figure 53 Armatures transversales de poinçonnement des panneaux des dalles réticulées, image prise du doc "Planchers réticulées dans CYPECAD"*



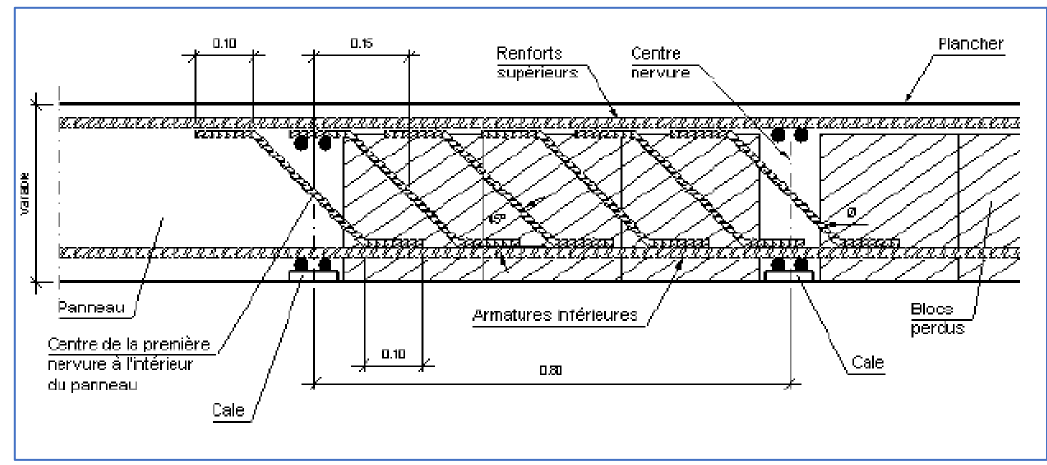




*Figure 54 Détails constructifs avec rames verticales, armatures au poinçonnement, dalles réticulées type blocs perdus*

## 2.2.Vérification du poinçonnement du poteau P3 à l'aide de CYPECAD :

CYPECAD procède à la définition du périmètre de contour de poinçonnement et à la vérification des contraintes tangentielles. Au cas où la condition de poinçonnement n'est pas vérifiée, on dimensionne l'armature de renfort nécessaire.

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite (A.5.2,42 [3]) :

$$Q_u \leq 0.045. u_c. h. \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$Q_u$:la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$u_c$:le périmètre du contour défini en A.3.2,5[5]. au niveau du feuillet moyen.

h:l'épaisseur totale de la dalle.

$f_{cj}$:Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

$\gamma_b$: Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

| | | |
|---|---|---|
| $u_c$ | : | 4600 mm |
| h | : | 400 mm |
| $f_{cj}$ | : | 25.00 MPa |
| $\gamma_b$ | : | 1.50 |

### 2.2.1. Situations durables :

Les sollicitations de calcul défavorables se produisent pour la combinaison d'actions 1.35·PP+1.35·G+1.5·Qa.

Donc : $Q_u = 347{,}64\ KN$

Vérification :

347.64 kN < 1380.00 kN

### 2.2.2. Situations sismiques et accidentelles:

Les sollicitations de calcul défavorables se produisent pour la combinaison d'actions PP+G+0.65·Qa+SX+0.3·SY.

Donc : $Q_u = 264\ KN$

Vérification :

264 kN < 1800.00 kN

**Conclusion :**le poinçonnement est bien vérifié. Pas besoin d'armatures de renfort.

### 2.3 Vérification de l'effort tranchant :

La vérification de l'effort tranchant dans une bande de largeur B peut se faire suivant la relation suivante [5] :

$$\tau_u = n\frac{V_n}{B.d} < \min(0{,}2f_{c28}\,;5\ MPa)$$

Avec n le nombre des nervures dans la bande et d la hauteur utile.

La fissuration est peu préjudiciable.

D'après les cartographies de l'effort tranchant présentées en annexe 4, toutes les valeurs de la contrainte de cisaillement sont inférieures à la valeur admissible : $\tau_{max} = 5\ MPa$. Donc, pas besoin de mettre des armatures transversales.

### 2.4 Vérification de la flèche :

Pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, la flèche susceptible de mettre en cause le bon comportement des dalles est limitée comme suit (article B.6.5.3 [5]) :

- Pour les éléments supports reposant sur deux appuis :

- L/500 si la portée L est au plus égale à 5m ;
- 0.5cm + L/1000 si la portée L est supérieure à 5m ;

- Pour les éléments supports en console :
- Si la portée est inférieure à 2m est L/250 ;
- Si la portée est supérieure à 2m, aucune valeur limite n'est indiquée par le règlement.

Les règles de bonnes pratiques recommandent de limiter la flèche à 1 cm.

D'après la cartographie des flèches (figure 95), on constate que les valeurs de la flèche sont bien inférieures à la limite recommandée $f_{max} = 9{,}82\ mm.$

### 2.5 Condition de non fragilité (nervures):

La section d'armatures par nervure doit être supérieure ou égale à la section minimale de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}37\ cm^2$$

Ceci pour les deux directions (x et y).

Les sections d'armatures adoptées sont bien supérieures à la section minimale d'armatures de non fragilité (annexe 5).

## 3. Ferraillage de la poutre périmètre :

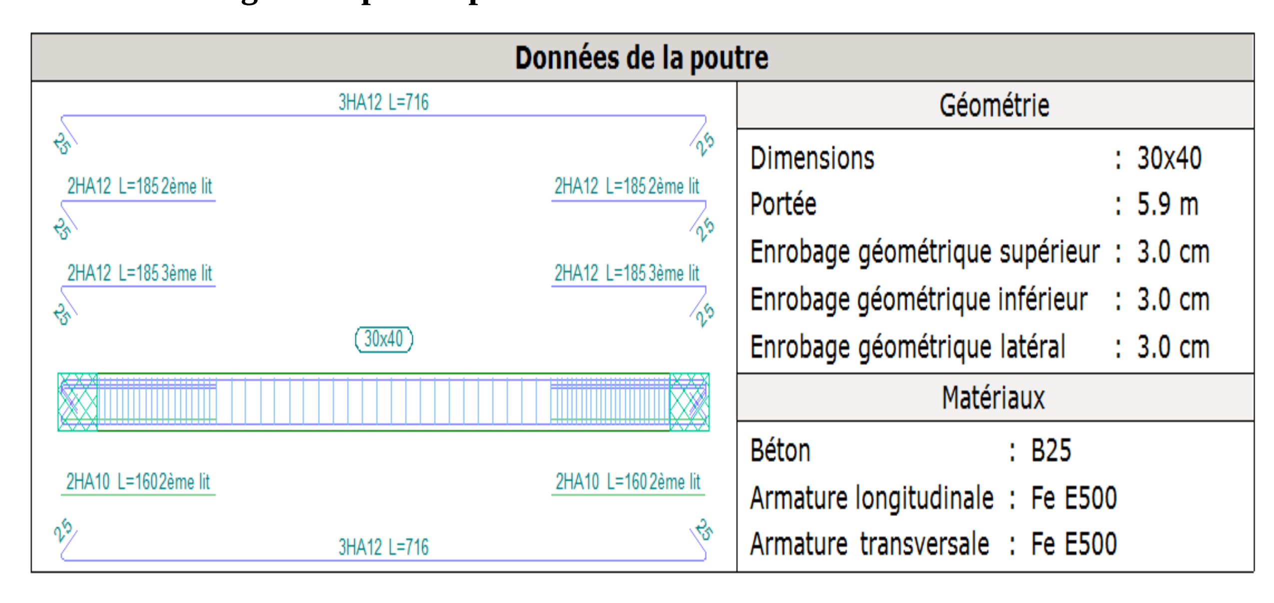



*Figure 55 Ferraillage de la poutre périmètre de la dalle réticulée par CYPECAD*

## 4. Détails constructifs :

### 4.1.Détail du bord extrême :

L'enrobage latéral de la poutre de bordure doit être d'environ 5 cm pour que les ancrages des armatures supérieures aient l'enrobage nécessaire. Le coffrage doit rester séparé des cadres de 5 cm.

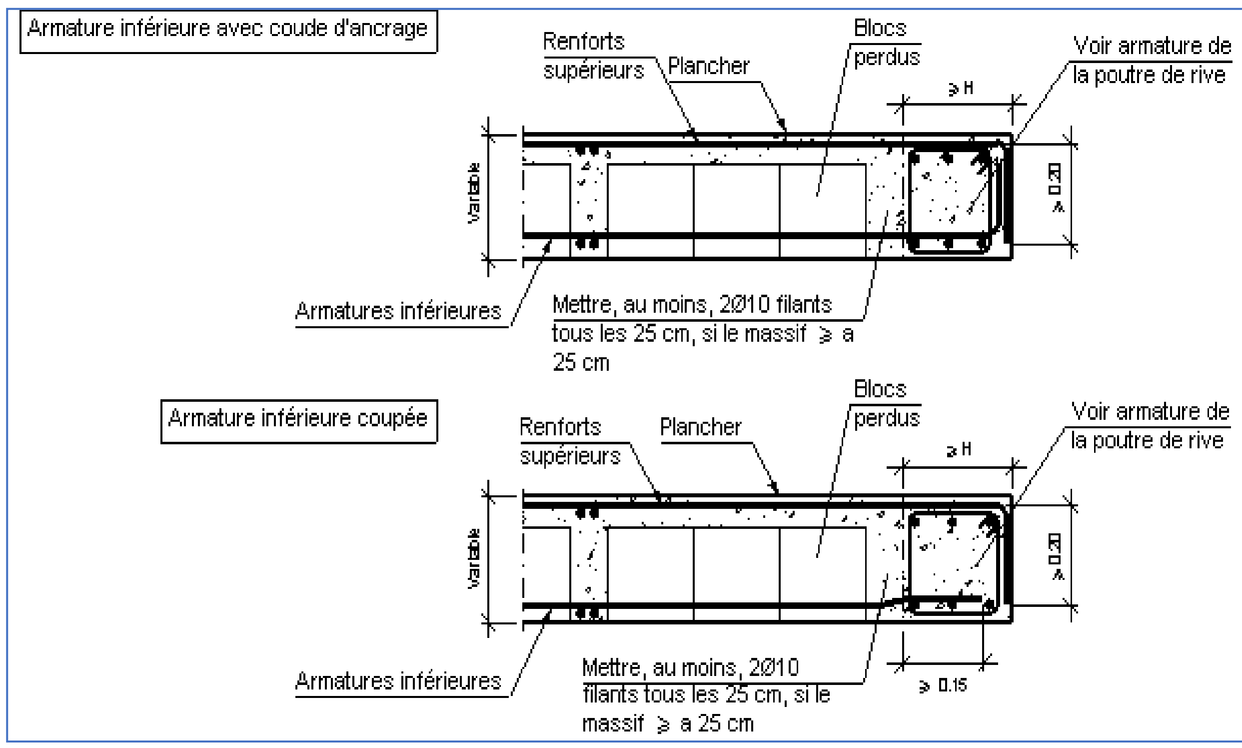



*Figure 56 Schéma illustratif des détails constructifs du bord extrême de la dalle réticulée*

### 4.2.Changement de cote avec un dénivelé plus grand que l'épaisseur du plancher :

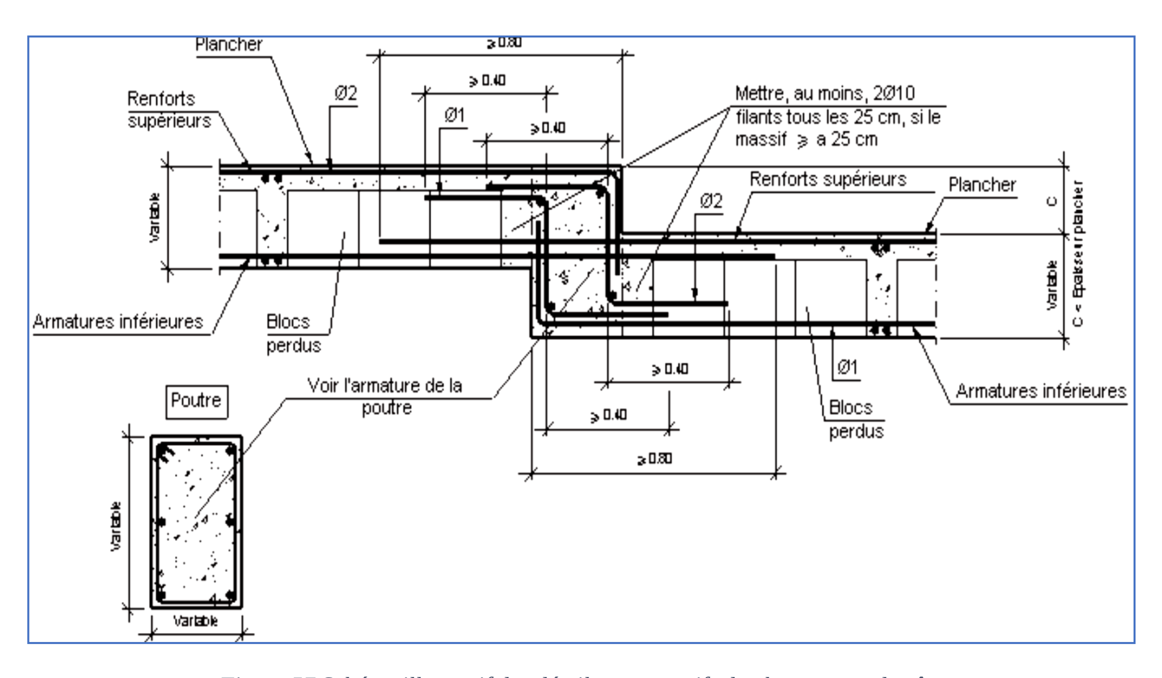



*Figure 57 Schéma illustratif des détails constructifs du changement de côte*

### 4.3.Détail de l'appui (plancher sur voile) :

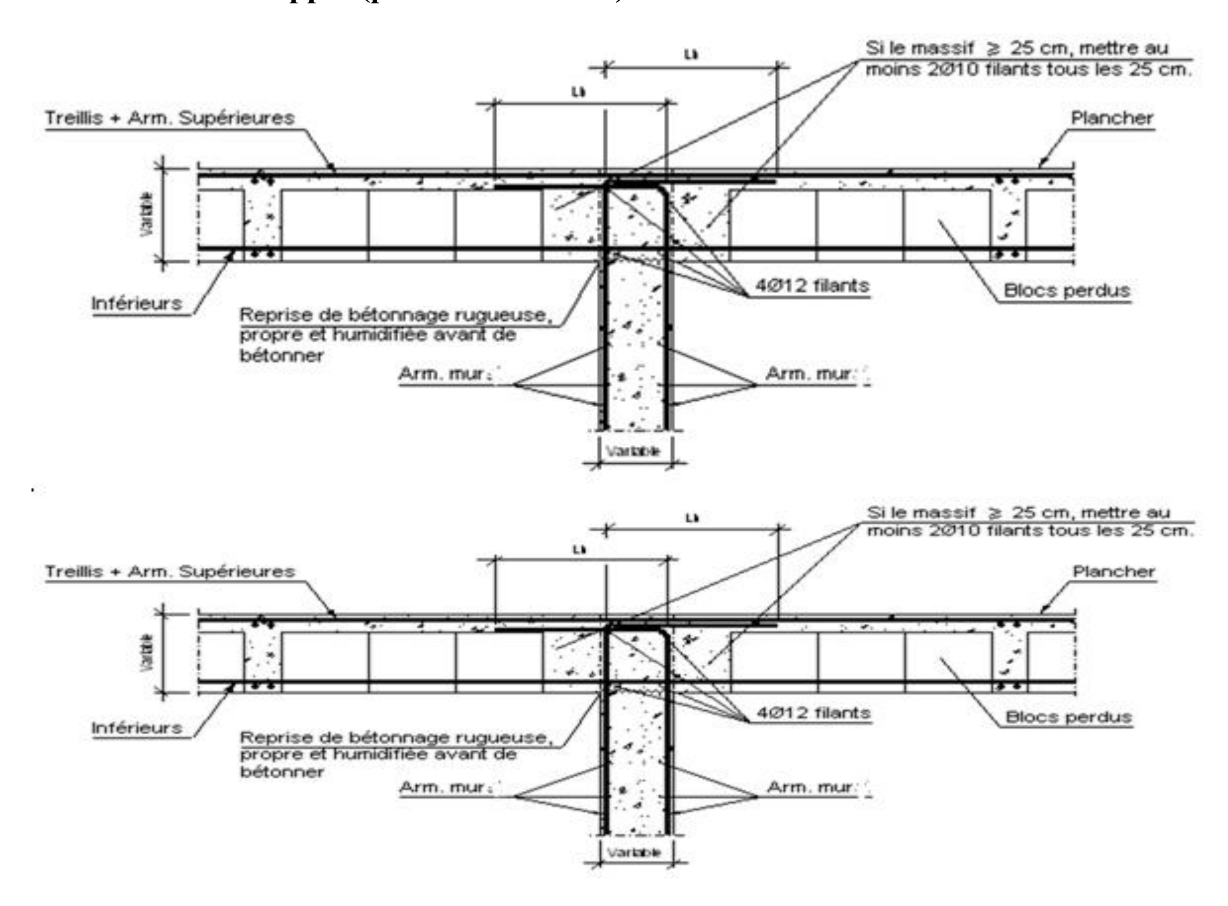



*Figure 58 Schéma illustratif des détails constructifs de l'appui du plancher réticulé sur voile*

# Chapitre 7 : Dimensionnement des éléments porteurs

# I. Dimensionnement des voiles en béton armé :

## 1. Méthode manuelle :

### 1.1.Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

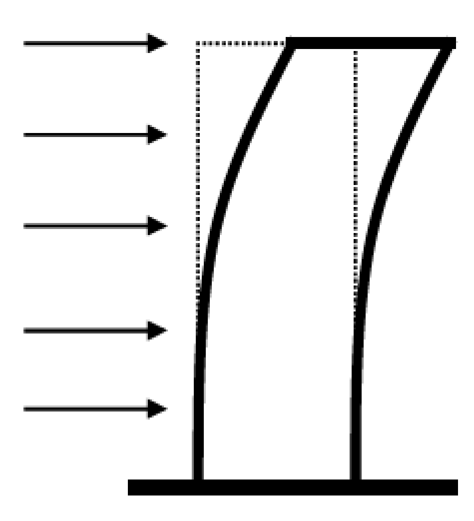


*Figure 59 Comportement d'un voile en béton armé (image prise de GC document, dimensionnement des voiles en BA par R.Taleb et B.Eldjouzi)*

Ainsi, les sollicitations d'un voile se réduisent à :

- Un moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Un effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que l'action sismique.

Donc les voiles en béton armé sont calculés en flexion composée.

Le ferraillage d'un voile en béton armé consistera donc en :

- Des armatures concentrées dans les deux extrémités ou dans les ailes pour équilibrer le couple due au moment d'encastrement (armatures de flexion $A_f$).
- Des armatures verticales uniformément reparties (armatures de compression A).
- Des armatures horizontales, elles aussi uniformément reparties (armatures de l'effort tranchant $A_t$).

A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures pour augmenter la ductilité de cette zone.

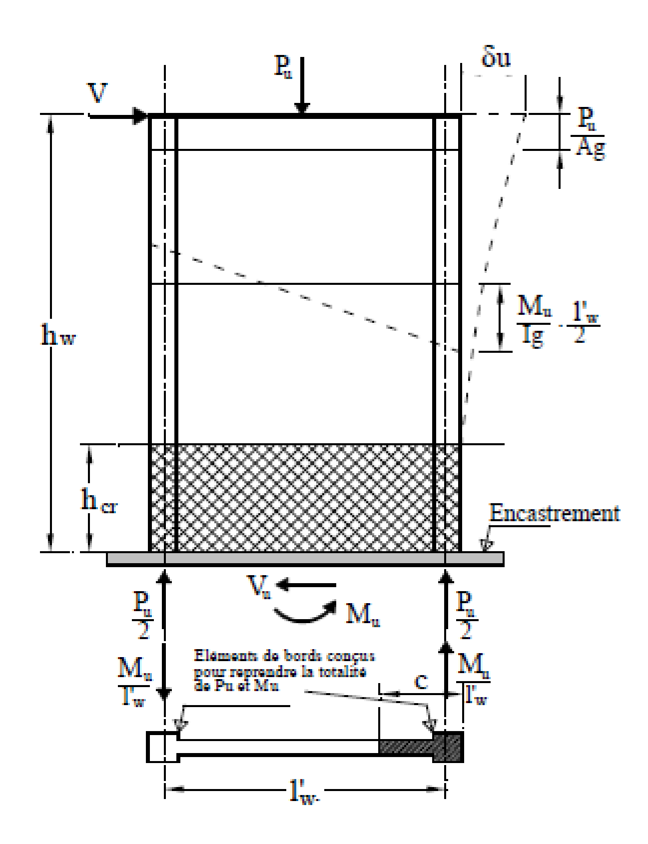



*Figure 60 Modèle d'un voile sollicité en flexion composée (image prise du « GC document, dimensionnement des voiles en BA » par R.Taleb et B.Eldjouzi)*

$P_u$, $V_u$ et $M_u$ : efforts internes respectivement (effort normal, effort tranchant et moment fléchissant) ultimes résultants de l'analyse dans la situation sismique de calcul.

h : hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure ;

l : longueur du mur en plan ;

$h_{cr}$ : hauteur de la zone où se produisent les déformations plastiques, appelée zone critique, égale à[1]:

$$h_{cr} = \max(\frac{h}{6}; l)$$

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme, à savoir la résistance au flambement.
- Justification vis-à-vis de l'effort normal et du moment de flexion.
- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant.

La vérification se fera selon le [16] relatif aux murs et parois en béton banché, tout en tenant compte des différentes dispositions et règles du [1]et [17].

**Longueur de flambement :**

On note :

$l_f$ : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi ;

h : la hauteur libre du mur.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement $l_f$ se déduit de la hauteur libre du mur h, en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport k entre $l_f$ et h (coefficient de flambement) sont données par le tableau 33:

$$k = \frac{l_f}{h}$$

| Liaison du mur | | Mur armé verticalement | Mur non armé verticalement |
|---|---|---|---|
| | | Valeurs de $k$ | |
| Mur encastré en tête et en pied | Il existe un plancher de part et d'autre | 0.80 | 0.85 |
| | Il existe un plancher d'un seul côté | 0.85 | 0.90 |
| Mur articulé en tête et en pied | | 1.00 | 1.00 |

*Tableau 33 Valeurs du rapport lf/h dans le cas d'un mur non raidi*

L'élancement mécanique se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f\sqrt{12}}{a}$$

Avec :

a : épaisseur du mur.

### 1.2.Vérification des contraintes normales :

Le DTU 23.1 fait bien la distinction entre les dispositions minimales de ferraillage dans le cas de murs non armés [DTU 23.1/4,12] [DTU 23.1/4,13] et les pourcentages minimaux à respecter dans le cas des murs armés [DTU 23.1/4,225].

Le DTU 23.1 définit ensuite les murs non armés et armés en fonction de la sollicitation ultime $N_{u\ lim}$. Il s'agit de s'assurer que l'effort normal extérieur pondéré $N_u$ sollicitant le mur à l'ELU est inférieur ou égal à l'effort $N_{u\ lim}$ résistant équilibré par la section de béton et éventuellement la section des armatures :

$$N_u \leq N_{u\ lim}$$

En l'absence de charges localisées, la contrainte normale ultime $\sigma_u$ agissant sur une bande de mur de longueur d e d'épaisseur a est :

$$\sigma_u = \frac{N_u}{ad}$$

Si les charges sont uniformément réparties, cette contrainte est uniforme. Si les charges varient le long du mur, les calculs s'effectuent par bandes de mur en prenant pour $N_u$ la valeur moyenne dans chaque bande considérée. La largeur d de chaque bande doit être inférieure à la plus petite des deux valeurs suivantes : (4,224[16]).

- La moitié de la hauteur de l'étage concerné ;

- Les deux tiers de la zone d'action des contraintes de compression non nulles agissant sur le mur.

$N_{u\ lim}$ est donné par les formules suivantes :

- Dans le cas d'un mur non armé : $A = 0$ :

$$N_{u\ lim} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}$$

Avec :

$$B_r = l\big(a - 2(cm)\big)\ et\ \alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{30})^2}$$

- Dans le cas d'un mur armé : $A \neq 0$ :

$$N_{u\ lim} = \alpha(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s})$$

Avec :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}\quad si\quad \lambda \leq 50\quad et\quad \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\quad si\ \ 50 \leq \lambda \leq 80$$

Les valeurs de α sont à diviser par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Si la majeure partie des charges est appliquée à un âge < 28 jours, on remplace $f_{c28}$ par $f_{cj}$ et α par α/1,20.

On déduit la contrainte limite ultime qui vaut :

$$\sigma_{u\,\mathrm{lim}} = \frac{N_{u\ lim}}{a \times l}$$

On suppose que les charges sont uniformément réparties donc d est égale à l.

Deux vérifications doivent être faites aux niveaux I et II du mur :

- Section I-I à mi-hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\ lim}$
- Section II-II sous le plancher-haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\ lim}}{\alpha}$

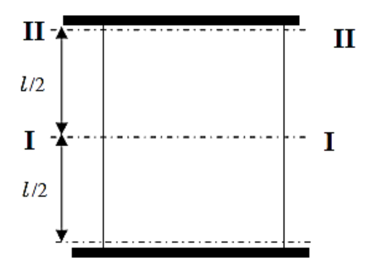



*Figure 61 Niveau de vérification des contraintes du voile (image prise du même document "GC document, dimensionnement des voiles en BA")*

### 1.3. Détermination des dispositions des armatures verticales et horizontales :

#### 1.3.1. Armatures verticales :

- **Espacement maximal entre axes des armatures :**

$$s_{t\,max} \leq min(33cm\,;2a)$$

- **Armatures minimales/pourcentages minimaux :**

$$A_v \leq \rho_v \times l \times a$$

$$\rho_v \geq \max(0.001\,;0.0015 \times \frac{400 \times O}{f_e}\left(\frac{3 \times \sigma_u}{\sigma_{u\,lim}} - 1\right))$$

Avec : O=1,4pour un voile de rive et O=1pour un voile intermédiaire.

La section d'armature correspondante au pourcentage $\rho_v$ doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée, en respectant l'intervalle défini plus haut.

- **Armatures transversales :**
  - Si $\phi_v \leq 12\ mm$ prévoir 4 épingles/m$^2$ au minimum.
  - Si $\phi_v \geq 12\ mm$ prévoir un espacement des épingles inférieur ou égal à $15 \times \phi_v$
  - Le diamètre $\phi_t$ des épingles est :

$$\phi_t = 6mm\ lorsque\ \phi_v \leq 20mm\ et\ \phi_t = 8mm\ lorsque\ \phi_v \geq 20mm$$

#### 1.3.2. Armatures horizontales :

- **Espacement maximal entre axes des armatures :**

$$s_{t\,max} \leq \min(33cm)$$

- **Armatures minimales /pourcentages minimaux :**

$$A_h \geq \rho_h \times 100 \times a$$

$$\rho_h \geq \max\left(\frac{2 \times \rho_{v\,max}}{3}\ ;0.001\right)$$

Avec : $\rho_{v\,max}$ : le pourcentage vertical de la bande la plus armée verticalement.

- **Armatures transversales :**

Pas d'armatures transversales.

**Remarque :** [1]

Le taux minimal de l'armature verticale et horizontale, à toute section est égal à 0,20%de la section horizontale du béton. Le taux maximal est égal à 4%.

Le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du mur.

L'espacement des barres verticales et horizontales est égal à :

$$s = \min(30cm, 1.5a)\ en\ zone\ courante;$$

$$s = \min(20cm, 1.5a)\ en\ zone\ critique, a\ étant\ l'épaisseur\ du\ mur.$$

Les deux nappes doivent être reliées, et les barres horizontales doivent être exposées vers l'extérieur, menues de crochets de 135° ayant une longueur de 10ϕ.

Le calcul du ferraillage se fera selon le DTU 23.1 et les recommandations du PS 92. Les résultats trouvés seront ensuite vérifiés selon les exigences du règlement parasismique marocain RPS2000V2011.

### 1.3.3. Dispositions relatives aux armatures des potelets :

Le calcul d'un voile ou trumeau est effectué en flexion composée, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance sous la combinaison sismique la plus défavorable, seront concentrées dans les éléments de rives, aux deux extrémités de la section transversale du voile.

Les résistances à la flexion sont calculées de façon classique, en utilisant la valeur de l'effort normal $P_u$ et le moment fléchissant $M_u$, résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul.

Le mode de ruine par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé, est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie.

La détermination des efforts internes dans le voile (moment fléchissant, effort normal et effort tranchant) ainsi que les contraintes est effectuée souvent à l'aide de logiciels informatiques car l'apparition de ces modèles modernes d'analyse a considérablement facilité l'étude du comportement global de la structure et par suite la prévision du ferraillage nécessaire à la résistance de ces éléments structuraux du projet, et ce après une bonne interprétation des résultats du modèle.

En général, pour le calcul de la section nécessaire d'aciers à la traction le voile est assimilé à une poutre rectangulaire sollicitée en flexion composée dont la largeur b et la hauteur h sont remplacé respectivement par l'épaisseur a et la largeur l du voile

Etant donné que le moment $M_u$ est réversible, les armatures choisies seront placées par symétrie dans les deux extrémités du voile. D'après le[17] article 11.8.2.1.4,Elles sont en outre regroupées dans un potelets (figure 62) de dimensions minimales a et d', avec :

$$d' = \max(a, a \times q \times \frac{n}{\sigma_{bc}}, \frac{l_f}{15} \times q \times \frac{n}{\sigma_{bc}})$$

Avec :

- q : le coefficient de comportement
- n : $\sigma_u$
- $\sigma_{bc}$ : max ($\sigma_{ulim}$ ; $(0,85*f_{c28} / 1,5)$).

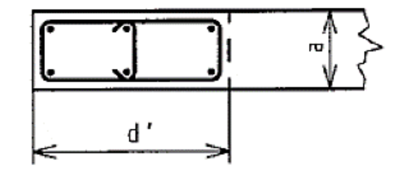



*Figure 62 Dimensions minimales des potelets d'après le PS 92*

#### 1.3.3.1.Ferraillage transversale minimale :

Chaque armature longitudinale résultant du calcul en flexion composée est ligaturée transversalement par des épingles de diamètre $\phi_t$ et d'espacement $s_t$ vérifiant les conditions suivantes :

$$s_t \leq \min(10\phi_l \,; 20cm)$$

$$\phi_t \geq \max(\frac{\phi_l}{3} \,; 6mm)$$

#### 1.3.3.2.Justification des sollicitations tangentes :

Deux vérifications sont à effectuer successivement :

- Vérification de cisaillement [[17] ; paragraphe 11 821.3 a]
- Vérification de non glissement [[17] ; paragraphe 11 821.3 b]

❖ Vérification de cisaillement :

Soit la section droite d'un trumeau définie par :

- Epaisseur a
- Hauteur de la section droite b
- Hauteur utile d
- Le pourcentage des armatures de flexion $\varpi_f$ :

$$\varpi_f = 100\frac{A_f}{ab}$$

$A_f$ étant la section d'armature de flexion ou de chaînage d'un seul côté.

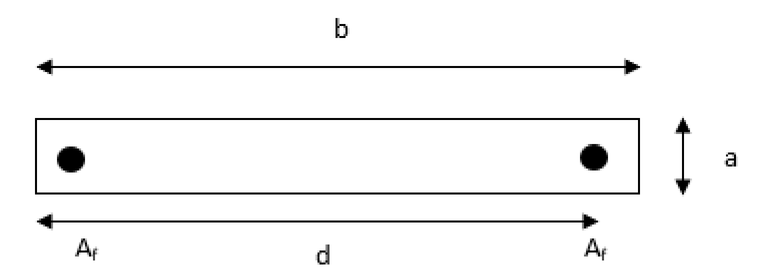



*Figure 63 Section droite d'un trumeau*

On définit par ailleurs :

- Sollicitations de cette section droite : N (effort normal), V (effort tranchant) et M (moment fléchissant) ;
- La contrainte normale de compression : $\sigma = N/ab$ ;
- Le paramètre d'excentricité : $\alpha_N = M/bN$ ;
- L'effort tranchant de calcul : $V^* = V(1+q) / 2$ ;
- Le cisaillement conventionnel de calcul associé : $\tau^* = V^* / ad$ ;
- Le paramètre d'élancement de calcul : $\alpha_V = M / (bV^*)$.

On calcule :

- Le moment limite $M_{lim}$ de fissuration systématique en flexion composée est déterminé à partir de la condition de non fissuration systématique :

$$6\frac{M_{lim}}{ab^2} - \frac{N}{ab} \leq \frac{f_{tj}}{1,5}$$

- Le cisaillement conventionnel associé :

$$\tau_1 = \tau^* \frac{M_{lim}}{M}$$

- La contrainte limite de résistance à l'effort tranchant :

$$\tau_2 = 0,45\sqrt{f_{tj}}(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma)$$

**Remarque :** Cette formule n'est à retenir que lorsque $\sigma \leq 0,5f_{cj}$ ; dans le cas contraire, le voile doit être considéré comme un poteau et vérifié comme tel.

- La contrainte limite de résistance à l'effort tranchant après fissuration, compte tenu des armatures longitudinales :

$$\tau_3 = \min(\tau_1, \tau_2) \times \left(1 + 3\varpi_f\right) + 0,15\sigma$$

Avec : $\varpi_f \leq 2\%$

❖ Détermination des armatures d'effort tranchant :

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'effort tranchant si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau^* \leq \tau_{lim}$$

Avec : $\tau_{lim} = \max(\tau_3\ ; 0,5f_{tj})$

Lorsque la condition ci-dessus n'est pas satisfaite, il y a lieu de prévoir des armatures d'effort tranchant disposées horizontalement ou verticalement suivant les cas et calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{as_t} \geq \frac{\tau^* - \tau_{lim}}{0,9\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

$S_t$ : l'espacement entre les lits d'armatures $A_t$ : $s_t \leq \frac{b}{3}$ ;

$\gamma_s = 1$ ;

$f_e$ : limite élastique des aciers $A_t$.

❖ Vérification du non glissement :

Si l'on désigne par x la largeur comprimée du mur, d'épaisseur a, sous sollicitation de flexion composée, nous devons vérifier la condition suivante :

$$V^* \leq 0{,}35 f_{tj}.a.x + (F_b + A'.f_e)tg(\varphi)$$

Avec :

tg(φ)=0,7 ;

$f_e$ : limite élastique des aciers A' ;

A' : les armatures verticales réparties hors-membrures d'extrémité existant dans la section a.b, à laquelle est associée une quantité d'armatures horizontales respectant le même pourcentage ;

$F_b$ : la résultante des contraintes de compression.

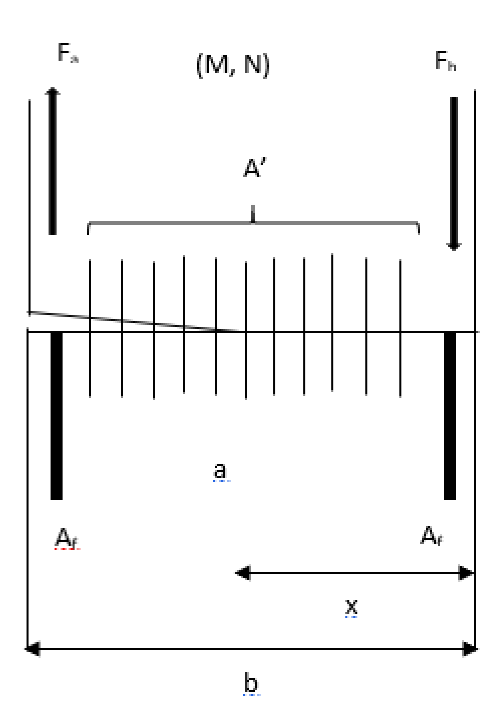



*Figure 64 Vérification du non glissement*

## 1.4. Application au voile X, variante du plancher-dalle, efforts obtenus par logiciel ROBOT 2014 :

### 1.4.1. Hypothèses :

- Voile extérieur de rive en béton armé de 3,96 m de longueur, 25cm d'épaisseur et 2,7m de hauteur avec une dalle d'un seul côté encastré en tête et en pied en tête et en pied sans raidisseurs aux extrémités ; (voile du 2ème sous-sol)
- La charge est appliquée à plus de 90 jours ;
- Béton de résistance à 28 jours : $f_{c28} = 25\ MPa$ ;
- Acier $f_e = 500\ MPa$ ;
- Coefficient de comportement K=1,4 ;

Le voile est soumis aux efforts réduits suivants (tableau 34) (obtenus par la combinaison la plus défavorable, à savoir la combinaison accidentelle :

| N (KN) | T (KN) | M (KN.m) |
|---|---|---|
| 7887,42 | -424,83 | 1150,22 |

*Tableau 34 Calcul manuel d'un voile, efforts réduits*

### 1.4.2. Contraintes limites :

Notre voile est armé et rigidifié d'un seul côté par le plancher, donc nous aurons :

$$l_f = 0,85l = 0,85 \times 2,7 = 2,295m$$

On a donc :

$\lambda = \frac{l_f\sqrt{12}}{a}$= 31,8 < 50 ;

On déduit alors que : $\alpha = 0,73$

Il faut donc s'assurer que l'effort normal pondéré $N_u$ sollicitant le mur l'état limite ultime est inférieur à $N_{u\ lim}$ résistant équilibré par la section du béton et éventuellement par la section d'armatures.

L'effort limite ultime est, dans le cas d'un mur armé, donné par la formule suivante :

$$N_{u\ lim} = \alpha(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s})$$

Où A est la section d'acier que nous prendrons égale à la section minimale Amin :

$$A_{min} = \max\left(\frac{4cm2}{m} de\ pérmimètre\ ; 0,2 \times \frac{B}{100}\right) = 33,68\ cm^2$$

$$B_r = l\big(a - 2(cm)\big) = 3,96(0,25 - 0,02) = 0,9108\ m^2$$

Ainsi :

$$N_{u\ lim} = 13,382\ MN$$

$$\sigma_{u\ lim} = \frac{N_{u\ lim}}{a \times d} = \frac{13,382}{0,25 \times 3,96} = 13,517\ MP$$

$$\frac{\sigma_{u\ lim}}{\alpha} = \frac{13,517}{0,73} = 18,516\ MPa$$

Et on a :

$$\sigma_u = \frac{N}{ad} = \frac{7887,42}{0,25 \times 3,96} = 7,967\ MPa$$

On vérifie bien que $\sigma_u < \sigma_{u\ lim}$ à mi-hauteur de l'étage et $\sigma_u < \frac{\sigma_{u\ lim}}{\alpha}$ à l'étage.

La contrainte du béton ne doit pas excéder la valeur suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{1,15f}$$

Avec f est un coefficient de sécurité égal à 1,3.

On prend donc :

$$\sigma_{bc} = \min\left(\sigma_{u\ lim}\ ;\ \frac{0{,}85 f_{c28}}{1{,}15 \times 1{,}3}\right) = \min(13{,}517\ ;14{,}214) = 13{,}517\ MPa$$

### 1.4.3. Dimensions des potelets de rive[16] :

Les dimensions minimales du potelet sont a et d'avec :

$$d' = \max(a\ ;\ \frac{a \times q \times n}{\sigma_{bc}}\ ;\ \frac{l_f}{15} \times q \times \frac{n}{\sigma_{bc}}\ ;\ \frac{d}{8})$$

$$d' = \max(0{,}25\ ;0{,}206\ ;0{,}126\ ;0{,}495)$$

On prend : $d' = 0{,}5m$

Les voiles sont calculés en flexion composée sous un effort normal de compression N et un moment de flexion M. On assimile le voile en question à une poutre de largeur a = 0,25m et de hauteur h = 3,96 m et $d = h - \frac{d'}{2} = 3{,}71m$ (distance des armatures tendues à la fibre la plus comprimée).

Rappelons que le voile est sollicité par :

$$M = 1150{,}22\ KN.m\ et\ N = 7887{,}42\ KN$$

On a :

Selon l'article A.4.3.5[5], l'excentricité nécessaire pour déterminer le moment de calcul peut s'exprimer ainsi :

$$e = e_a + e_0$$

Avec :

- $e_0$ : excentricité de l'effort normal calculée par la méthode statique équivalente :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1150{,}22}{7887{,}42} = 0{,}146\ m$$

- $e_a$ : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution) :

$$e_a = \max\left(2cm\ ;\ \frac{L}{250}\right) = 2cm$$

On a ainsi :

$$e = 0{,}146 + 0.02 = 0{,}166m$$

Cette excentricité doit vérifier l'inégalité suivante [17] :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15\ ;15 \times \frac{e}{h}\right)$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2,295}{3,96} = 0,58$$

$$\max\left(15\ ;\ 15 \times \frac{e}{h}\right) = 15$$

L'inégalité est bien vérifiée.

Pour prendre en compte l'effet du flambement, on ajoute une excentricité $e_2$[5]et dont la valeur reste négligeable par rapport à e.

En effet on a :

$$e_2 = \frac{3{l_f}^2}{10^4 h}(2 + \alpha\varphi)$$

Avec :

α : le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre. Le coefficient α est compris entre 0 et 1,6.

On prend : $\alpha = 1$

φ : rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée.

En général on prend : $\varphi = 2$

Donc :

$$e_2 = 1.596 \times 10^{-3} m$$

Ainsi :

$$e = 0,166 + 1,596 \times 10^{-3} = 0,168m$$

Le moment de calcul est :

$$M_c = N \times \left(e + \left(d - \frac{h}{2}\right)\right) = 7887,42\left(0,168 + 3,71 - \frac{3,96}{2}\right) = 14970,32\ KN.m$$

Donc :

$$\mu = \frac{M}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.322$$

Et :

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,504$$

Et :

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 3,71(1 - 0,4 \times 0.504) = 2,96\ m$$

D'où la section d'acier :

$$A_f = \left(\frac{M}{z} - N\right)\frac{\gamma_s}{f_e} = -65{,}09\ cm^2 < 0$$

La section d'armatures est négative, on se contentera donc des dispositions minimales de ferraillage du voile.

On a opté pour une section minimale d'armatures égale à 33,68 cm$^2$. Cette section est à répartir sur les deux faces du potelet, soit une section de 16,84 cm2 de chaque côté soit :

6HA20e=20cm.

**Armatures transversales** :

L'espacement transversal et le diamètre des armatures correspondantes doivent vérifier :

$$s_t \leq \min(10\phi l\,;20\ cm) = \min(20\,;20) = 20cm$$

$$\phi_t \leq \max\left(\frac{\phi_L}{3}\,;6mm\right)$$

Nous prendrons donc 20cm pour l'espacement et 8mm pour le diamètre des armatures.

Au niveau des zones critiques, l'espacement considéré est de 10cm.

### 1.4.4. Ferraillage vertical à l'effort normal :

Le pourcentage minimal des armatures verticales $\rho_v$ doit vérifier la condition suivante [16]:

$$\rho_v \geq \max\left(0.001\,;0{,}0015\frac{400\theta}{f_e}\left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{bc}} - 1\right)\right)$$

On rappelle qu'il s'agit d'un voile de rive, donc Θ=1,4. On trouve alors :

$$\rho_v \geq 1{,}2906 \times 10^{-3}$$

Cependant, Le taux minimal des armatures verticales et horizontales à toute section est égal à 0,2% de la section horizontale du béton [1] :

Par conséquent, la section du ferraillage vertical est :

$$A_v = \rho_v \times a \times l = 0{,}2\% \times 25 \times 396 = 19{,}8\ cm^2$$

**Condition de non-fragilité :**

Cette condition impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min,NF} = 0.23 \times a \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.25 \times 3.96 \times \frac{2.1}{500} = 19.13\ cm^2$$

Donc, la section du ferraillage verticale reste la même :

$$A_v = 19{,}8\ cm^2$$

Soit une section $A_{v/face} = 10\ cm^2$sur chaque face du voile. Ou encore

$A_{v/face} = 2.525\ cm^2/ml$. On choisit 4HA12e=25cm.

Espacement maximal des armatures verticales :

$$s_{max} \leq \min(33cm\,; 2a) = \min(33cm\,; 50) = 33cm$$

**Armatures transversales :**

On a : $\phi_v \leq 12mm$, on prévoira donc 4 épingles par m$^2$.

### 1.4.5. Ferraillage horizontal de l'effort tranchant :

De même, le DTU 23.1 préconise un pourcentage minimal du ferraillage horizontal :

$$\rho_h \geq \max\left(\frac{2}{3}\rho_v\,; 0{,}001\right) = 1.33 \times 10^{-3}$$

Cependant, d'après le RPS2000V2011, ce pourcentage a une valeur limite inférieure qui est de 0,2%, nous prendrons donc : $\rho_h = 2 \times 10^{-3}$

Par conséquent, la section du ferraillage horizontal est :

$$A_h = \rho_h \times a \times l = 2 \times 10^{-3} \times 25 \times 270 = 13.5\ cm^2$$

Soit 6,75 cm$^2$ pour chaque face du voile. Ou encore, 2,5 cm$^2$/ml pour chaque face du voile.

On choisit 4HA12e=25cm. (espacement des armatures horizontales maximal de 33cm).

**Dispositions constructives :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit respecter [1] :

$s \leq \min(30cm\,; 1{,}5a) = 30$cm En zone courante.

$s \leq \min(20cm\,; 1{,}5a) = 20cm$ En zone critique.

Les zones critiques des voiles dans la direction verticale sont les régions s'étendant de la base du mur sur une longueur $l_c$ définie comme suit :

$$l_c = \max\left(\frac{h}{6}\,; L\right)$$

Avec h et l respectivement la hauteur du bâtiment et la largeur du voile. Donc :

$$l_c = 9m$$

### 1.4.6. Justification des sollicitations tangentes [17] :

- Nous définissons le pourcentage des armatures de flexion : dans chaque raidisseur on a : $A_f = 2 \times 3HA20e20cm = 18.85\ cm2$

$$\varpi_f = 100\left(\frac{A_f}{ad}\right) = 100 \times \frac{18{,}85 \times 10^{-4}}{0{,}25 \times 3{,}96} = 19{,}04\%$$

- Nous définissons par ailleurs :

La contrainte normale de compression :

$$\sigma = \frac{N_u}{ab} = 7{,}967\ MPa$$

Le paramètre d'excentricité :

$$\alpha_N = \frac{M}{bN} = \frac{1150{,}22}{3{,}96 \times 7887{,}42} = 0.037$$

L'effort tranchant de calcul :

$$V^* = \frac{V(1+k)}{2} = \frac{424{,}83(1+1{,}4)}{2} = 509{,}796\ KN$$

Le cisaillement conventionnel de calcul associé :

$$\tau^* = \frac{V^*}{ad} = \frac{509{,}796}{0{,}25 \times 3{,}96} = 514{,}94\ KPa$$

Le paramètre d'élancement de calcul :

$$\alpha_v = \frac{M}{bV^*} = \frac{1150{,}22}{3{,}96 \times 509{,}796} = 0{,}57$$

On calcule :

- Le moment limite $M_{lim}$ de fissuration systématique en flexion composée qui est déterminé à partir de la condition de non fissuration systématique :

$$M_{lim} = \frac{ab^2}{6}\left(\sigma + \frac{f_{t28}}{1{,}5}\right) = \frac{0{,}25 \times 3{,}96^2}{6} \times \left(7{,}967 + \frac{2{,}1}{1{,}5}\right) = 6{,}120\ MN.m$$

- Le cisaillement conventionnel associé :

$$\tau_1 = \tau^* \times \frac{M_{lim}}{M} = 514{,}94 \times \frac{6120}{1150{,}22} = 2{,}74\ MPa$$

- La condition limite de résistance à l'effort tranchant :

$$\tau_2 = 0{,}45\sqrt{f_{t28}\left(f_{t28} + \frac{2}{3}\sigma\right)} = 1{,}775\ MPa$$

- La contrainte limite de résistance à l'effort tranchant $\tau_{lim}$ après fissuration compte tenu des armatures longitudinales :

$$\tau_{lim} = \max(\tau_3\,; 0{,}5f_{t28}) = \max(3{,}98\,; 0{,}5 \times 2{,}1) = 3{,}98\ MPa$$

Avec :

$$\tau_3 = \min(\tau_1; \tau_2) \times \left(1 + 3\varpi_f\right) + 0{,}15\sigma = 3{,}98\ MPa$$

Or on a :

$$\tau^* = 0{,}51494\ MPa < \tau_{lim} = 3{,}98\ MPa$$

Les armatures de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

### 1.4.7. Vérification de non-glissement :

La largeur comprimée du voile est donnée par :

$$x = y_u = \alpha_u \times d = 0.504 \times 3.71 = 1.87m$$

On a:

$$0{,}35 f_{tj}.a.x + (F_b + A'.f_e)tg(\varphi) = 59{,}8\ MN > 509{,}796\ KN$$

La condition de non-glissement est bien vérifiée.

## 2. Ferraillage du même voile en se référant à la cartographie de ferraillage donnée par logiciel ROBOT 2014, variante du plancher-dalle en BA :

Cartographie de ferraillage, armatures verticales (figure 65) :

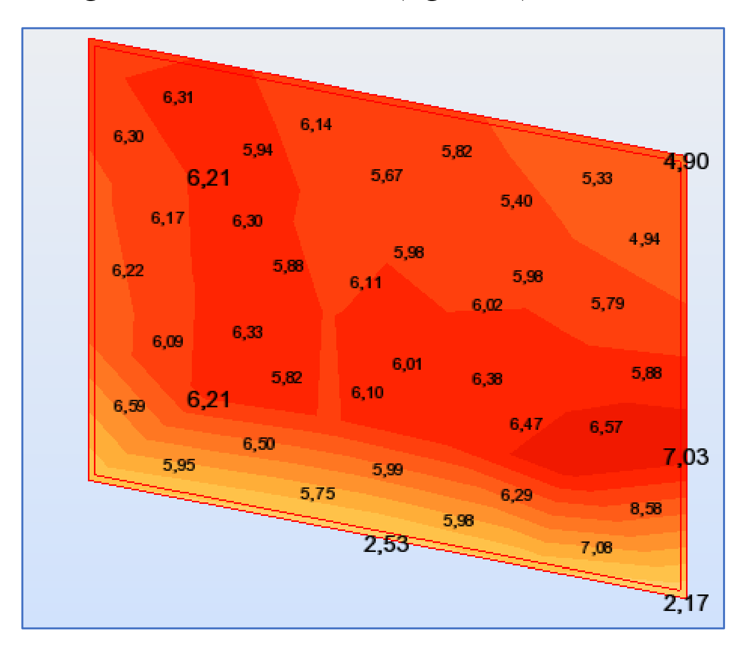



*Figure 65 Cartographie de ferraillage du voile considéré, ferraillage vertical*

D'après le logiciel, la section théorique d'armatures verticales maximale nécessaire est $A_{v\ max} = 8{,}58\ cm2/m$

### 2.1.Ferraillage vertical des potelets :

On remarque bien que les extrémités du voile nécessitent plus de ferraillage vertical.

D'après le maillage EF utilisé, on peut choisir $d' = 60cm$.

Si on fixe un espacement de 20cm pour les armatures des potelets, on aura, pour chaque face d'un potelet, 3HA20e20cm = 9,42 cm2

### 2.2.Ferraillage vertical du voile :

En se référant à la cartographie du ferraillage, on choisit une section d'armatures théoriques de $A_{Th} = 7cm^2/ml$, soit, pour un espacement de 20cm, 5HA14e20/ml.

Cartographie de ferraillage, armatures horizontales (figure 66) :

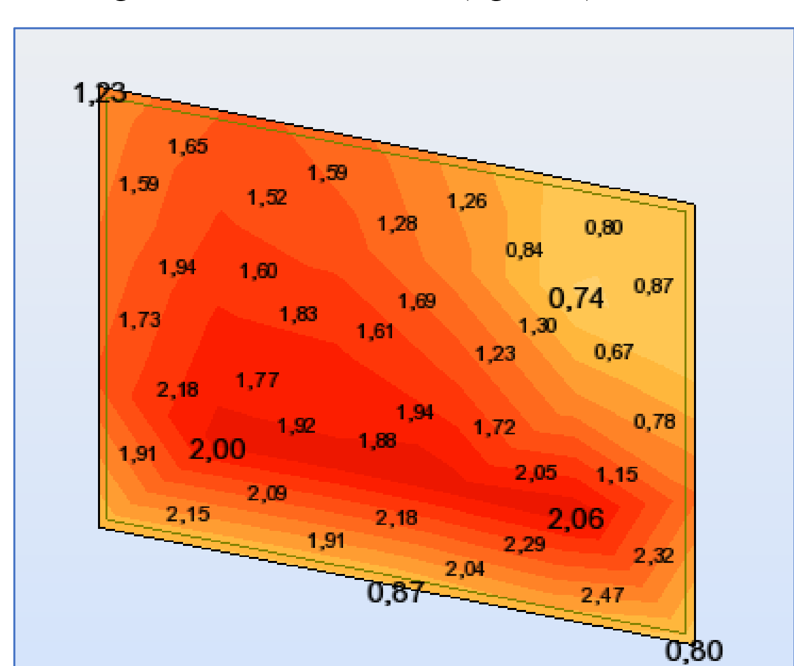



*Figure 66 Cartographie de ferraillage du voile considéré, ferraillage horizontal*

D'après le logiciel, la section théorique d'armatures horizontales maximale nécessaire est de :

$A_{H\,max} = 2{,}47\ cm^2/m.$

### 2.3.Ferraillage horizontal du voile :

On considère donc une section théorique d'armatures égale à : $A_{th,H} = 2{,}5\ cm^2/ml.$

Pour un espacement de 20cm correspondant à 5 barres par mètre longueur, on choisit une section d'armatures de 5HA10e20/ml.

## 3. Ferraillage du même voile à l'aide de CYPECAD:

Les détails de ferraillage du même voile pour les deux variantes sont présentés en Annexe 6.

# II. Dimensionnement des poteaux :

## 1. Exemple de calcul manuel d'un poteau, modèle du plancher-dalle :

Position du poteau exemple du calcul manuel prolonger du plancher-haut 1er sous-sol jusqu'au plancher-haut du 1er étage.

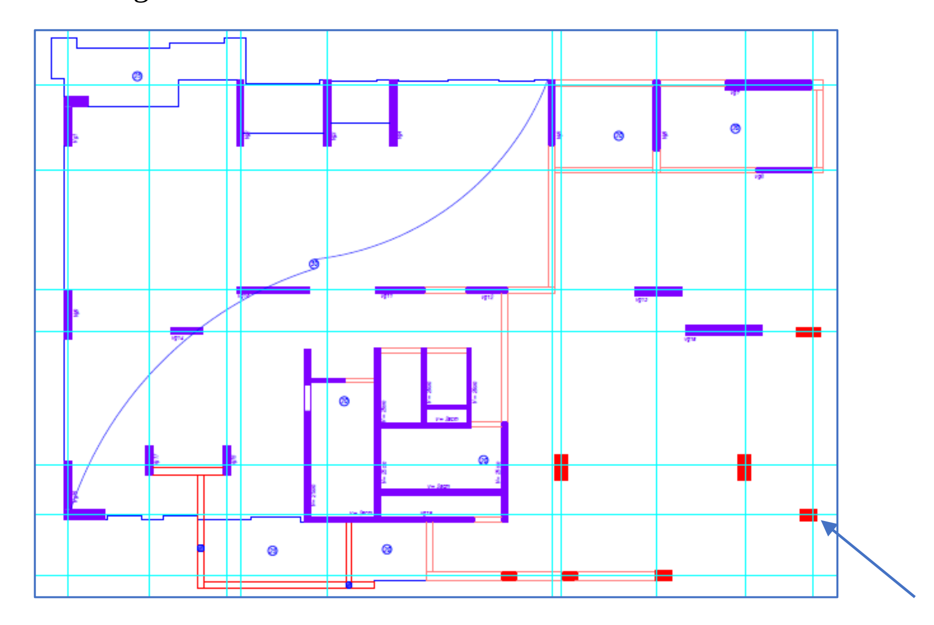



*Figure 67 Position du poteau Pg4*

La structure est contreventée par voiles en béton armé. Le poteau n'est pas supposé travailler en flexion composée, c'est-à-dire sollicité par un moment sismique.

Caractéristiques du poteau Pg4 (barre 1461 sur Robot 2014) présentées dans le tableau 35 :

| $N_u$ (MN) | Longueur du poteau (m) | a (m) | b (m) |
|---|---|---|---|
| 4,447 | 6,2 | 0,7 | 0,5 |

*Tableau 35 Caractéristiques du poteau Pg4, exemple de calcul manuel des poteaux*

Dimensionnement du poteau :

- L'effort normal fourni par le logiciel Robot 2014 est de 4,447 MN ;
- La longueur de flambement sera prise égale à $l_0$ : $l_f = l_0 = 6{,}2\ m$ vu que le poteau n'est pas rigidifié aux extrémités.
- Les caractéristiques géométriques du poteau sont :

Moment d'inertie de la section du poteau (Inertie minimale) :

$$I = 7{,}29.10^{-3} m^4$$

Rayon de giration :

$$i = 0{,}144\ m$$

Elancement du poteau :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 42{,}95$$

L'élancement trouvé du poteau est inférieur à 50 donc bien inférieur à 70.

Le calcul du ferraillage longitudinal selon la méthode forfaitaire se fait comme suit :

Puisque $\lambda<50$, la valeur du coefficient $\alpha$ est donnée par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} = 0,65$$

On cherche la section qui satisfait l'inégalité :

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r . f_{c28}}{0,9 . \gamma_b} + A . \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$B_r$ étant la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie ;

$\gamma_b = 1,5$ ;

$\gamma_s = 1,15$ ;

A est la section d'armatures longitudinales du poteau prises en compte dans les calculs.

La valeur $\alpha$ est à diviser par k tel que :

k=1,1 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours ;

k=1,2 si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours et on prend la contrainte $f_{cj}$ à la place de $f_{c28}$.

k=1 pour les autres cas.

Et d'après l'article A8.1, 21[5]:

$$A_{min} \leq A \leq A_{max}$$

Avec :

$$A_{min} = \max\left( \frac{4cm^2}{mètre} de\ périmètre\ ; 0,2 \frac{B}{100} \right)$$

$$A_{max} = 5 . \frac{B}{100}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} A_{max} = 175\ cm^2 \\ A_{min} = 9,6\ cm^2 \end{cases}$$

**Disposition des armatures longitudinales :**

D'après l'article A8.1, 22[5], les armatures doivent être réparties le long des parois. Pour les sections rectangulaires, a < b on a : la distance maximale d entre deux barres voisines doit respecter la condition :

$$d \leq \min(a + 10cm\ ; 40cm)$$

Dans notre cas :

Avec : $a = 0,5\ m$ on aura : $d \leq \min(50 + 10\ ; 40\ ) = 40$. Soit : $d \leq 40\ cm$.

**Calcul des armatures transversales :**

**Diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales $\phi_t$ est limité par le diamètre des armatures longitudinales $\phi_L$ par la condition suivante :

$$\frac{\phi_L}{3} \leq \phi_T \leq 12\ mm$$

**Espacements :**

- En zone courante, l'espacement maximal $S_t$ par la condition suivante [1] :

  $$S_t \leq \min(30cm\ ; 0,5a\ ; 12\phi_L)$$

  Où a est la plus petite dimension transversale de la section.

- En zone critique, l'espacement maximal $S_t$ par la condition suivante[1] :

  $$S_t \leq \min(15cm\ ; 0,25a\ ; 8\phi_L)$$

Les zones critiques d'un poteau sont [1] :

- Les extrémités du poteau sur une longueur $L_c$ égale à la plus grande des longueurs suivantes (figure 70) :
  - La plus grande dimension de la section transversale du poteau $h_c$.
  - 1/6 de la hauteur nette du poteau $h_e$.
  - 45 cm.

- Dans le cas où le poteau est adjacent de part et d'autre à un mur de remplissage incomplet, la longueur minimale de la zone critique est égale à (figure 71) :

  $$L_c = \max\left(x\ ;\ \frac{h_e}{6}\ ;\ b_c\ ; 45cm\right)$$

Avec :

$h_e$ : hauteur nette du poteau ;

$b_c$ : dimension du poteau parallèle au mur ;

$x = (h_e - h_r) + b_c$.

**Détermination de la section d'armatures longitudinales :**

La section A d'armatures doit vérifier :

$$A \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r . f_{c28}}{0,9 . \gamma_b}\right) . \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Soit : $A \geq 18,33\ cm^2$

A est plus précisément la section d'armatures prise en compte dans les calculs :

On a : $\lambda > 35$ et $b > 1{,}1\ a$ où : b = 0,7m et a=0,5m (1,1a=0,55m).

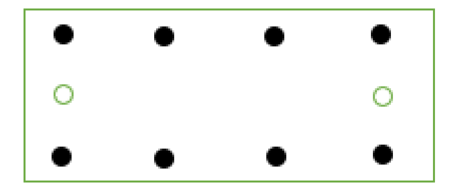


*Figure 68 Armatures participant à la résistance du poteau*

On choisit une section d'armatures 14HA14 disposées comme indiqué sur la figure 69 :

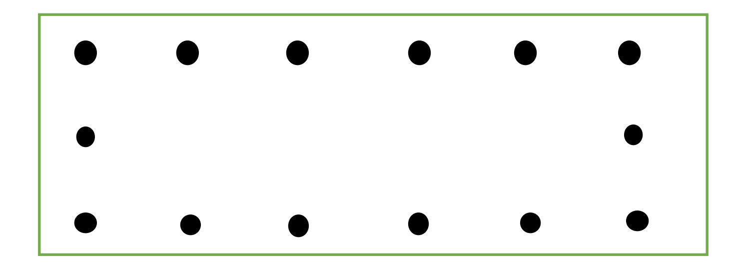


*Figure 69 Disposition du ferraillage du poteau*

La section de calcul prise en compte dans les calculs ci-dessus correspond aux armatures situées en haut et en bas de la section, et elle vérifie bien A > 18,33 $cm^2$

Les deux armatures à gauche et à droite sont nécessaires pour la vérification de la condition :

$$d \leq 40\ cm$$

Calcul des armatures transversales :

La longueur critique est :

$$L_c = \max\left(0{,}7\ ;\ \frac{6{,}2}{6}\ ;\ 0{,}45\right) = 1{,}03\ m$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par la condition :

$$4,67\ mm = \frac{14}{3} = \frac{\phi_L}{3} \leq \phi_t \leq 12\ mm$$

On utilise des barres de 8 mm, l'espacement des cadres est [1]:

- En zone courante :

$$S_t \leq \min(30cm\ ;0{,}5a\ ;12\phi_L) = \min(30cm\ ;25cm\ ;16{,}8)\ \ Soit\ S_t = 16\ cm$$

- En zone critique :

$$S_t \leq \min(15cm\ ;0{,}25a\ ;8\phi_L) = \min(15cm\ ;12{,}5\ ;11{,}2)\ \ Soit:\ S_t = 11\ cm$$

Schéma récapitulatif (figure 69) :

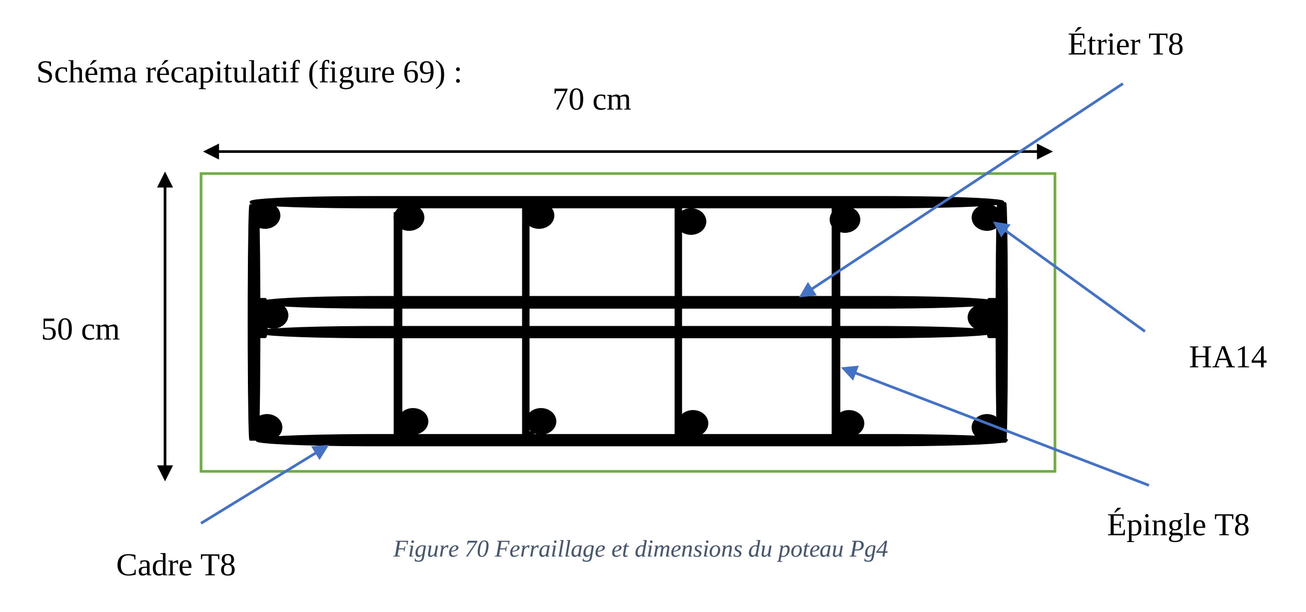



*Figure 70 Ferraillage et dimensions du poteau Pg4*

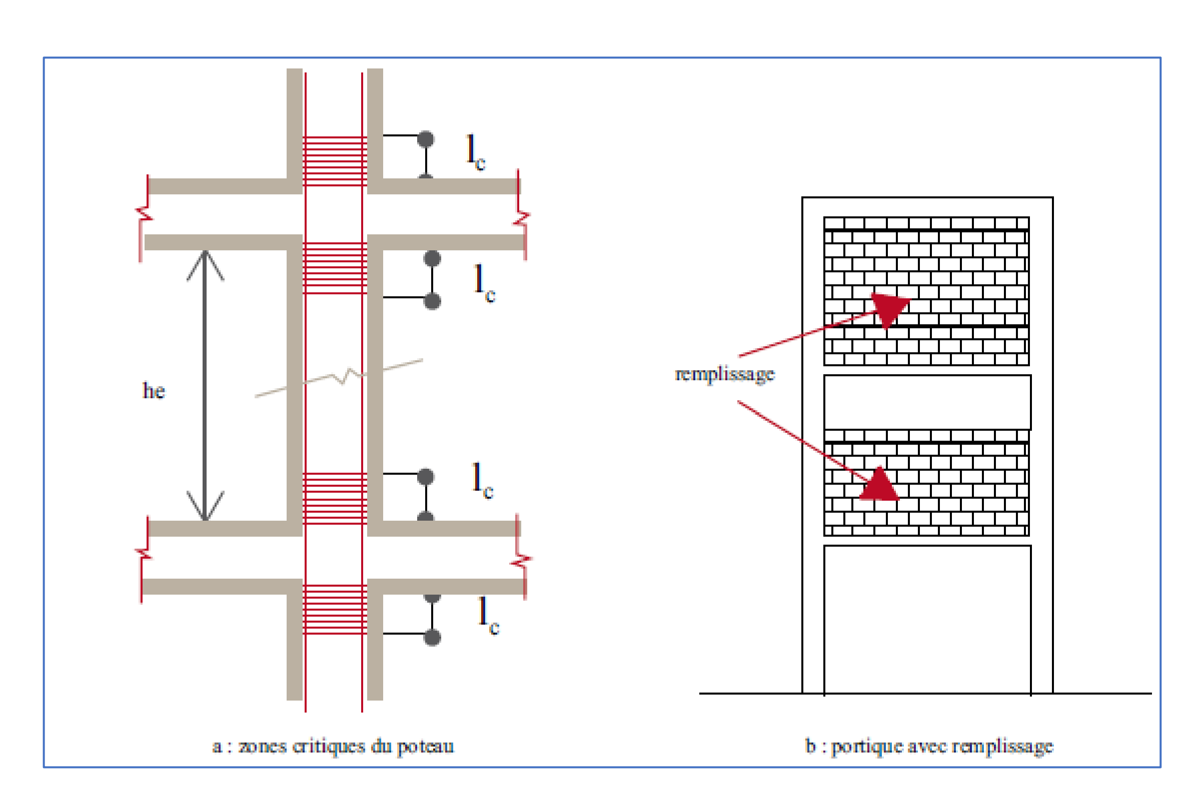



*Figure 71 Zones critiques d'un poteau (image prise du RPS 2000 V 2011)*

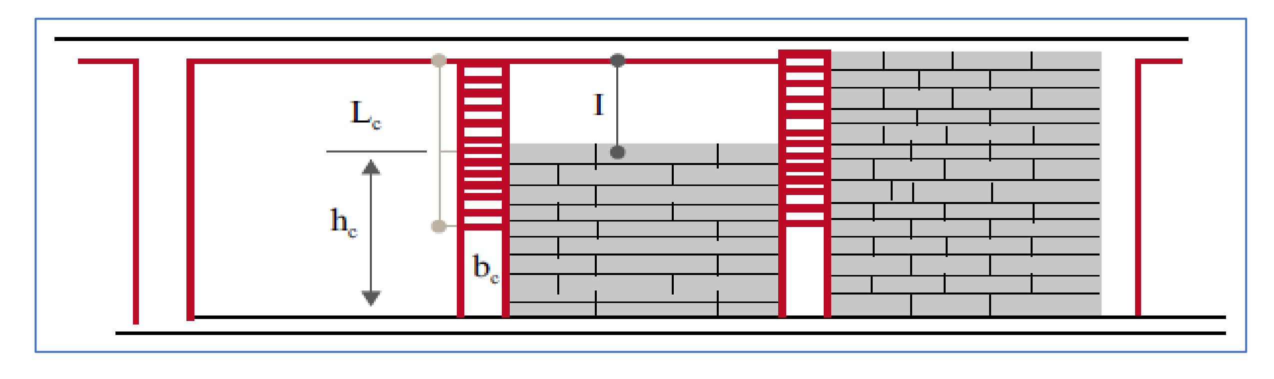



*Figure 72 Zone critique poteau-remplissage (image prise du RPS2000 V 2011)*

## 2. Ferraillage du poteau à l'aide des logiciels de calcul :

### 2.1.A l'aide du logiciel CYPECAD, variante du plancher-dalle :

Les diagrammes de sollicitations sont donnés par CYPECAD et représentés dans la figure 73 :

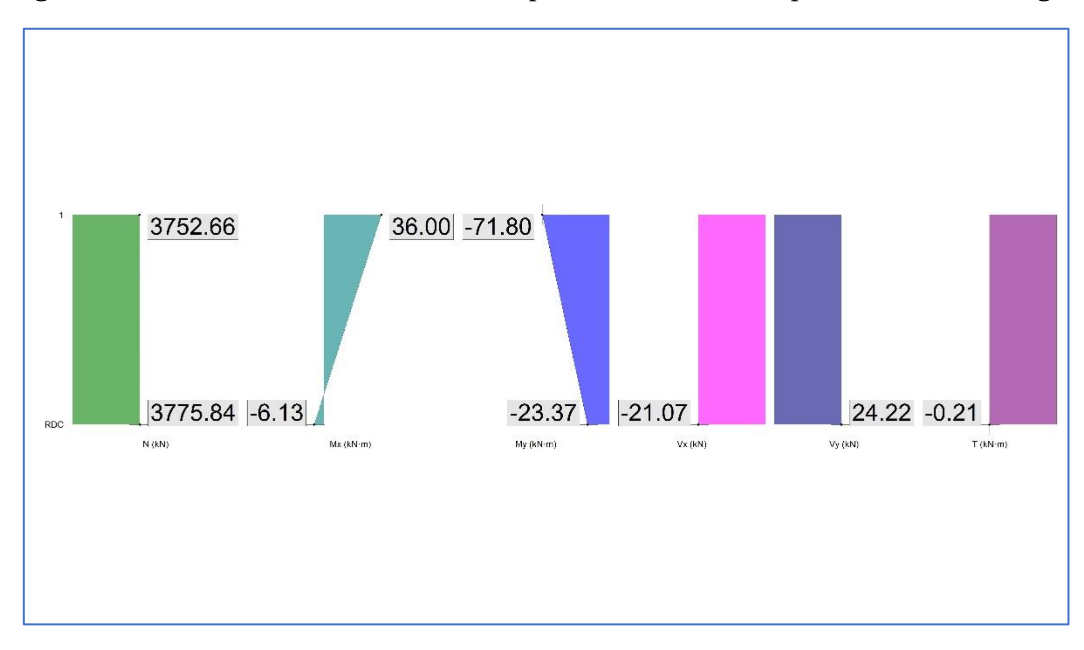



*Figure 73 Diagrammes des sollicitations du poteau Pg4 obtenus sur CYPECAD, modèle du plancher-dalle en BA*

La section des armatures et leur disposition données par CYPECAD sont indiquées sur la figure 74 :

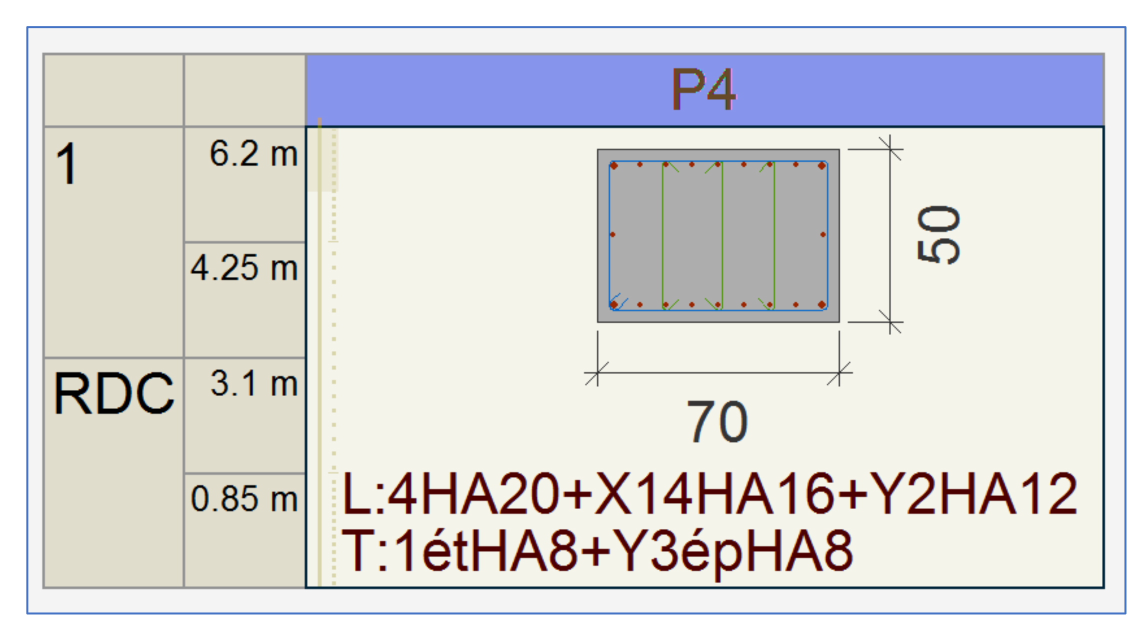



*Figure 74 Ferraillage du poteau Pg4 sur CYPECAD, modèle du plancher dalle en BA*

Ainsi, la section d'armatures adoptée est composée de :

- **Armatures longitudinales :** 4HA20+14HA16+2HA12 = 44,1 cm$^2$
- **Armatures transversales :** 1 étrier HA8 + 3 épingles HA8

Les détails du ferraillage du poteau du modèle du plancher-dalle en BA sont présentés en Annexe 6.

### 2.2.Par logiciel CYPECAD, variante de la dalle réticulée :

Vu que le poids de la dalle réticulée est inférieur à celui du plancher-dalle, on remarque que les différentes sollicitations sur le poteau sont réduites par rapport à celles obtenues pour la variante du plancher-dalle.

Les diagrammes des sollicitations sont donnés par CYPECAD et représentés dans la figure 75 :

L'effort normal maximal obtenu par la combinaison ultime de calcul la plus défavorable est égal à 3485,43 KN.

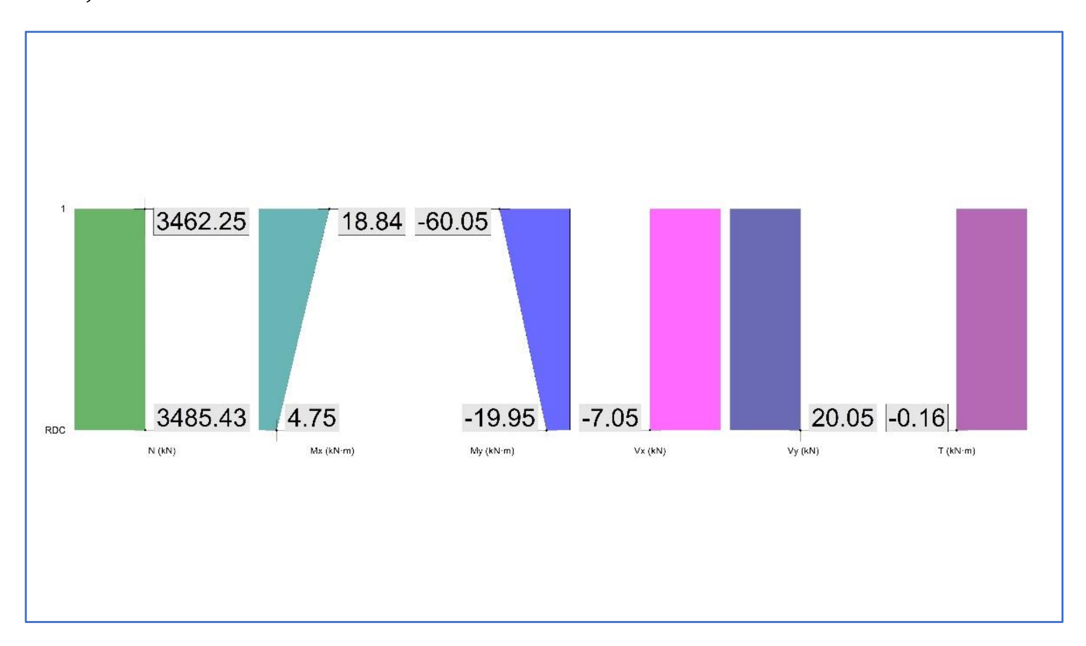



*Figure 75 Diagrammes des sollicitations du poteau Pg4 obtenus sur CYPECAD, variante de la dalle réticulée*

La section des armatures et leur disposition données par CYPECAD sont indiquées sur la figure76 :

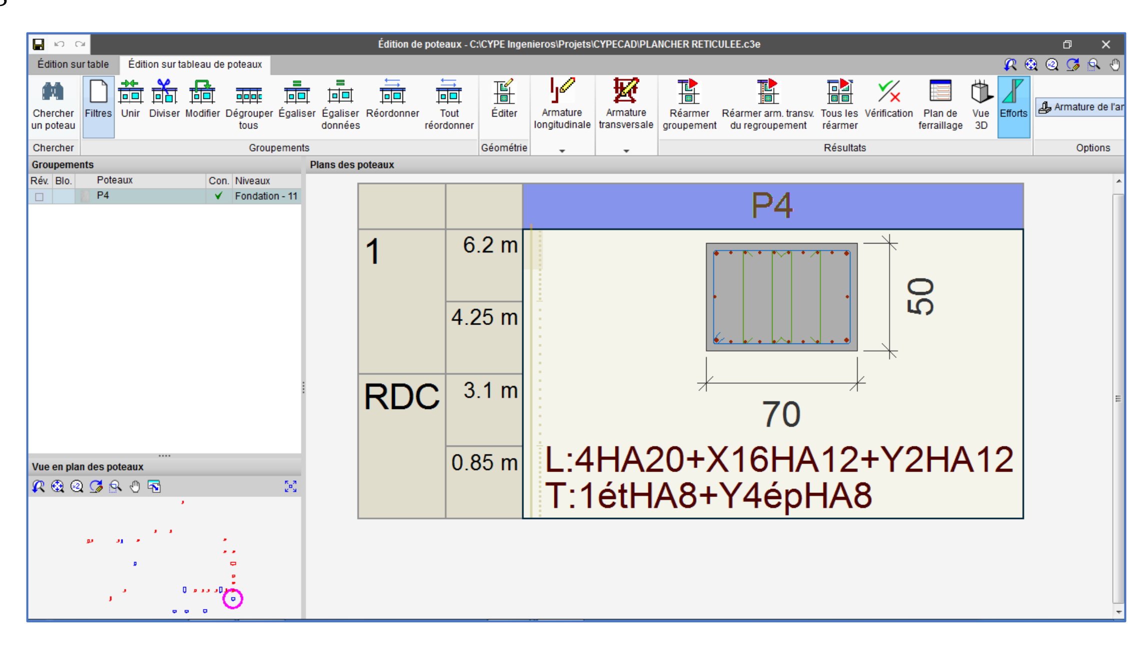



*Figure 76Ferraillage du poteau Pg4 sur CYPECAD, modèle du plancher réticulé*

Ainsi, la section d'armatures adoptée est composée de :

- **Armatures longitudinales :** 4HA20+16HA12+2HA12 = 4HA20+18HA12 = 32,93 $cm^2$
- **Armatures transversales :** 1 étrier HA8 + 4 épingles HA8

Les détails du ferraillage du poteau du modèle de la dalle réticulée sont présentés en Annexe 7.

# III. Dispositions constructives parasismiques :

## 1. Eléments linéaires fléchis non comprimés :

Pour considérer un élément comme étant linéaire fléchi non comprimé il doit satisfaire la condition[1] :

$$0{,}10 \times B \times f_{c28} \geq N$$

### 1.1.Dimensions des sections :

Les dimensions de la section transversale de la poutre, h et b étant respectivement la plus grande et la plus petite dimension, doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\frac{b}{h} \geq 0{,}25$
- $b \geq 200mm$
- $b \leq b_c + \frac{h_c}{2}$

Avec :

$b_c$ : la dimension de la section du poteau perpendiculaire à l'axe de la poutre ;

$h_c$ : la dimension de la section du poteau parallèle à l'axe de la poutre.

La distance entre les axes de la poutre et du poteau support ne doit pas dépasser 0,25 fois la largeur du poteau.

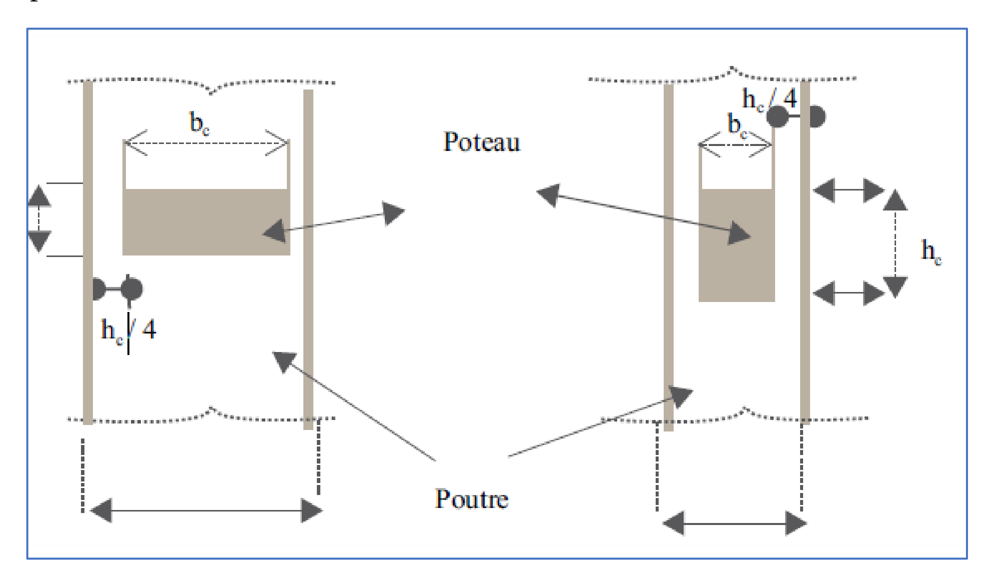



*Figure 77 Position poutre-poteau et excentricité de leurs axes (image prise du RPS2000 V2011 p.60)*

Dans notre structure les poutres sont parfaitement centrées sur les poteaux.

Et toutes les sections vérifient les conditions mentionnées dans la partie IV.1. 1.1.

### 1.2.Armatures longitudinales :

Le niveau de ductilité de ce bâtiment est ND1, les vérifications nécessaires sont les suivantes [1] :

- Les aciers longitudinaux doivent être à haute adhérence avec un diamètre minimal de 10 mm ;
- Les pourcentages géométriques minimal et maximal des armatures sont les suivants :

$$\rho_0 \, minimal = \frac{1{,}4}{f_e} \, (f_e \; en \; MPa)$$

$$\rho_0 \, maximal = 0{,}025$$

Ces différents paramètres sont pris en compte lors du calcul du ferraillage à l'aide des deux logiciels ROBOT 2014 et CYPECAD.

### 1.3.Armatures transversales :

Les nœuds des portiques subissent des efforts alternés élevés qui peuvent détruire rapidement l'adhérence du béton et de l'acier.

Le but est de confiner le béton pour augmenter sa résistance d'adhésion et de résister aux forces de cisaillement.

**Zones critiques :**

La zone critique pour un élément poutre est l'extrémité non libre de la poutre sur une longueur $I_c$ égale à 2 fois la hauteur h de la poutre[1].

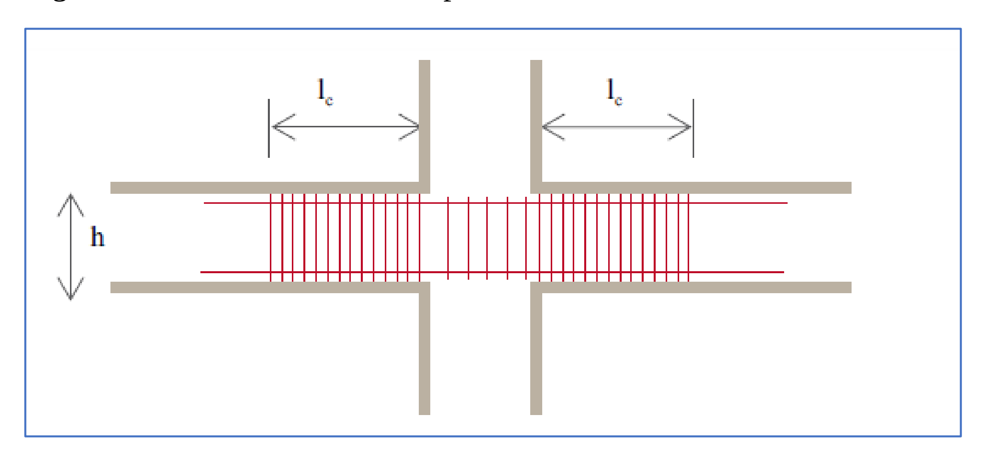



*Figure 78 Zone critique d'une poutre (image prise du RPS2000 V2011 p.61)*

Le diamètre minimal des armatures transversales est pris égal à 6mm.

Les premières armatures doivent être placées à 5 cm au plus de la face du poteau.

Pour les structures de ductilité ND1 et ND2, l'espacement s ne doit pas excéder le minimum des grandeurs suivantes [1] :

$$s = \min(8\phi_L \, ; 24\phi_T \, ; 0{,}25h \, ; 20cm)$$

Où :

$\Phi_T$ : diamètre des barres transversales ;

$\Phi_L$ : diamètre des barres longitudinales.

Cet espacement a été bien considéré lors du calcul du ferraillage transversal du poteau (dimensionnement des éléments porteurs. II.)

## 2. Eléments linéaires fléchis comprimés :

Pour considérer un élément comme étant linéaire fléchi comprimé, il doit satisfaire la condition [1]:

$$0,10 \times B \times f_{c28} < N$$

### 2.1. Dimensions des sections :

Les dimensions de la section transversale du poteau, $h_c$ et $b_c$ doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $b_c \geq 25$ cm (ductilité ND1 et ND2).
- $h_c/b_c \leq 1/6$

Avec :

- $b_c$ : la plus petite dimension transversale du poteau ;
- $h_c$ : la plus grande dimension transversale du poteau.

**Remarque :**

Ces règles prescrites par le RPS2000V2011 sont utilisées depuis le début pour le prédimensionnement des poteaux, et par suite, sont vérifiées pour toutes les sections.

### 2.2. Zones critiques :

La longueur critique du poteau $l_c$ est définie comme suit :

$$l_c = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_c; 45cm\right)$$

Avec :

- $h_c$ : la plus grande dimension transversale du poteau ;
- $h_e$ : la hauteur nette du poteau.

Pour le cas du poteau Pg4 :

$h_e = 6,2$ m

$h_c = 0,7$ m

La longueur critique du poteau est donc :

$$l_c = 1m$$

### 2.3. Espacements maximaux des armatures transversales :

Ces espacements sont déjà définis dans la partie III. 1. et adoptés pour le calcul du ferraillage transversal du poteau Pg4.

# Chapitre 8 : Etude du système de fondations

# I. Choix du système de fondations :

Le Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes (LPEE) recommande, par le biais du rapport géotechnique, d'adopter un système de fondations superficielles.

Faisant référence au descriptif lithologique et aux propriétés intrinsèques des terrains en place, les modalités de fondations ainsi recommandées seront comme suit :

- Le type de fondations retenu pour ce bâtiment (R+15 avec 2 sous-sols) est un radier ancré de 1m dans les grés calcaires ou les marno-calcaires.
- Le taux de travail admissible dans les marno-calcaires sera de 3.5 bars.
- Le niveau de la nappe sera pris égal à -6,50 m/TN.
- Il est conseillé de généraliser l'étanchéité à tout le sous-sol.

Le radier à étudier doit reprendre les efforts des charges gravitaires descendantes et les efforts ascendants engendrés par la poussée hydrostatique.

**N.B** : Le béton utilisé est un béton hydrofuge pouvant résister à un environnement humide.

# II. Calcul d'un radier :

## 1. Généralités :

Le radier est une semelle superficielle. Il constitue une extension du principe des semelles filantes ou isolés lorsque celles-ci doivent présenter des dimensions très importantes conduisant à leur interférence.

Cette configuration peut être due aux facteurs suivants :

- Faible capacité portante du sol ;
- Intensité des charges à transmettre (surtout pour le cas de notre bâtiment (R+15 avec deux sous-sols)) ;
- Densité de la structure.

La réalisation des radiers ne peut être envisagée que :

- Si la configuration des charges à transmettre et la nature du sol conduisent à des tassements incompatibles (on recherchera une répartition uniforme des contraintes) ;
- Si le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors un rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

## 2. Les types des radiers :

Les principales configurations de radier sont schématisées à la figure 79, dans laquelle on peut distinguer [18] :

- Radier-dalle ou radier à dalle plate. Ce type de radier caractérisé par une épaisseur constante, est conçu en cas d'une disposition régulière de poteaux avec une charge faible transmise au sol ;
- Radier à dalle sur des socles sous les poteaux. Il est conçu en cas de charges élevées provenant des poteaux ;
- Radier nervuré, constitué d'un grillage de poutres sous la dalle et dont les nœuds correspondent aux poteaux. Ce type de fondations est adéquat en cas d'efforts de

flexion importants et un grand espacement entre les poteaux, son avantage majeur est l'utilisation optimale de la matière. Cette solution ne peut être économique que dans le cas des grandes surfaces.

- Radier cellulaire ou radier caisson. Il est conçu en cas de charges élevées transmises au sol. Même avantage que le radier nervuré.

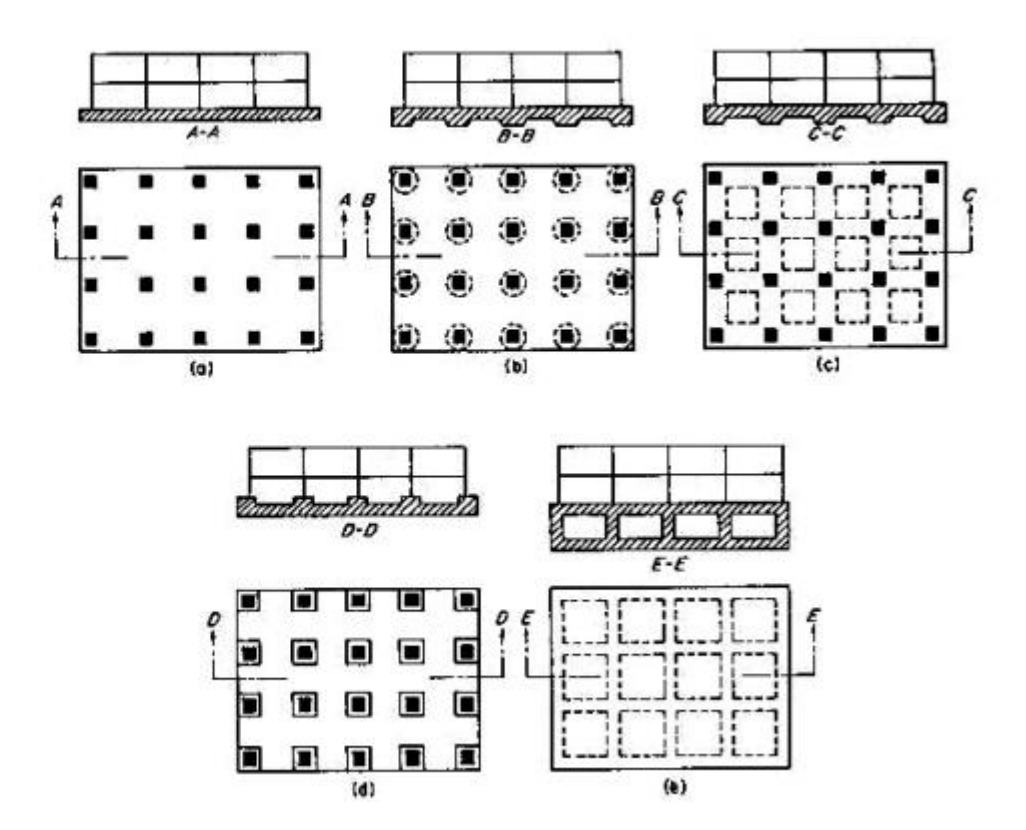



*Figure 79 Quelques types courants de fondations sur radier:(a) radier-dalle, (b) radier à dalle sur socles, (c) radier nervuré, (d) radier à dalle sous socles, (e) radier cellulaire ou caisson.*

## 3. Etude d'un radier :

Plusieurs méthodes possibles pour étudier un radier :

- La méthode classique pour un radier rigide, consiste à diviser le radier en plusieurs poutres élastiques reposant sur le sol où chacune est appuyée par une file de poteaux et chargée uniformément par des charges ascendantes (provenant du poids du bâtiment) et/ou de la réaction du sol.
- La seconde méthode consiste en la modélisation du radier par éléments finis, en utilisant les logiciels informatiques spécialisés.

### 3.1.Etude manuelle d'un radier rigide :

Si le radier est considéré comme rigide, le calcul est mené en supposant une répartition linéaire des réactions du sol. Le dimensionnement du radier doit être effectué de telle sorte que le cheminement des efforts de la superstructure soit assuré et les efforts internes du radier étant déterminés par l'équilibre des forces de gauche (ou de droite) d'une section quelconque

Ces équations sont les suivantes :

$$\iint B\sigma_{XY} dXdY = \sum P_i$$

$$\iint B\sigma_{XY} XdXdY = \sum P_i X_i$$

$$\iint B\sigma_{XY} YdXdY = \sum P_i Y_i$$

$\sigma_{XY}$ : est la réaction du sol au point M (x ; y) ;

B : Surface du radier ;

Pi : charge apportée par la structure au point Mi (xi ; yi) ;

G : centre de gravité du radier.

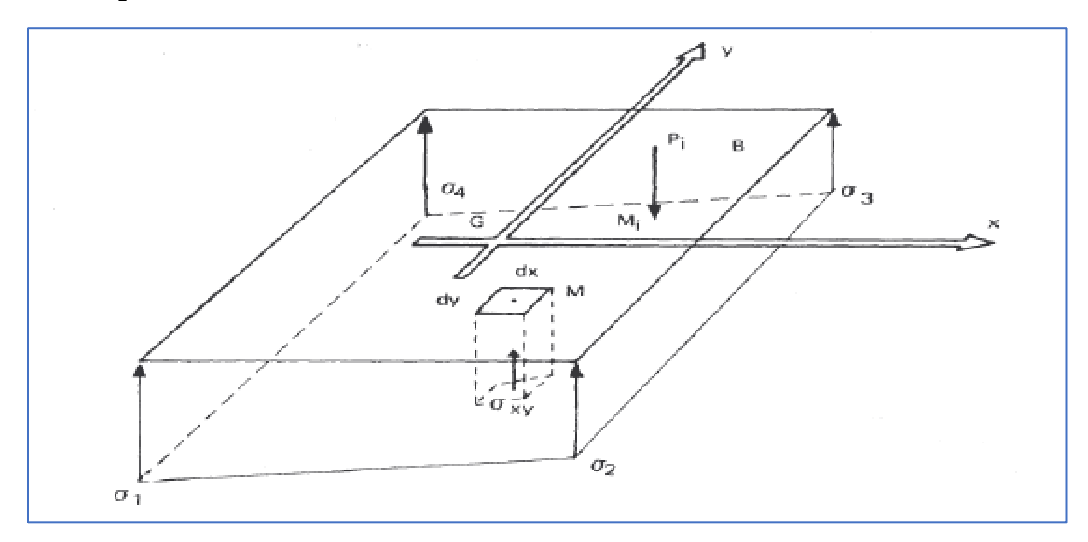



*Figure 80 Modélisation des charges et réactions au niveau du radier*

Pour un radier rigide, et par souci de simplification, on suppose que la réaction du sol est uniforme. Ilse calcule comme un « plancher renversé », les points d'appuis étant constitués par les poteaux et les voiles. La charge qui lui est apportée est due à la réaction du sol.

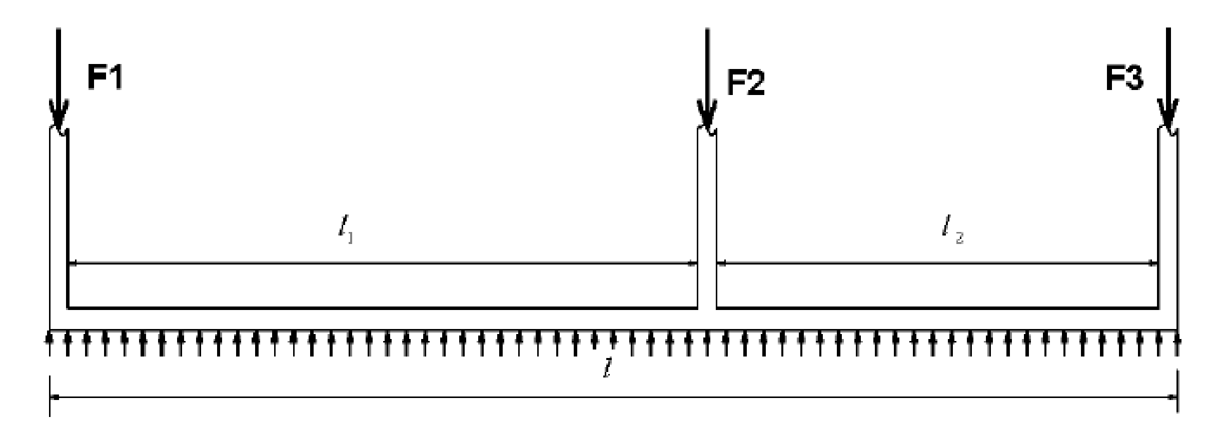



*Figure 81 La réaction du sol sur un radier rigide*

Si F1, F2 et F3 sont des charges par mètre linéaire de voile, alors l'action du sol sur le radier sera :

$$P_{sol} = \frac{F1 + F2 + F3}{l}$$

En conséquence, les armatures nécessaires sont en position inversée par rapport à un plancher.

## 3.2.Méthode de calcul adoptée :

### 3.2.1. Modélisation du radier sur logiciel Robot 2014, variante du plancher-dalle en BA :

Le radier est modélisé à l'aide du logiciel ROBOT 2014 sous forme d'une dalle d'épaisseur initiale $e = 100\ cm$ (figure 82), (le choix de l'épaisseur du radier provient de la condition de non-poinçonnement indiquée dans les parties qui suivent), dont le modèle de calcul et de ferraillage est assimilé à une coque BA.

Et le coefficient d'élasticité du sol est pris égal à : $K_z = 30000\ KN/m^3$. Les appuis du radier étant encastrés dans le sol.

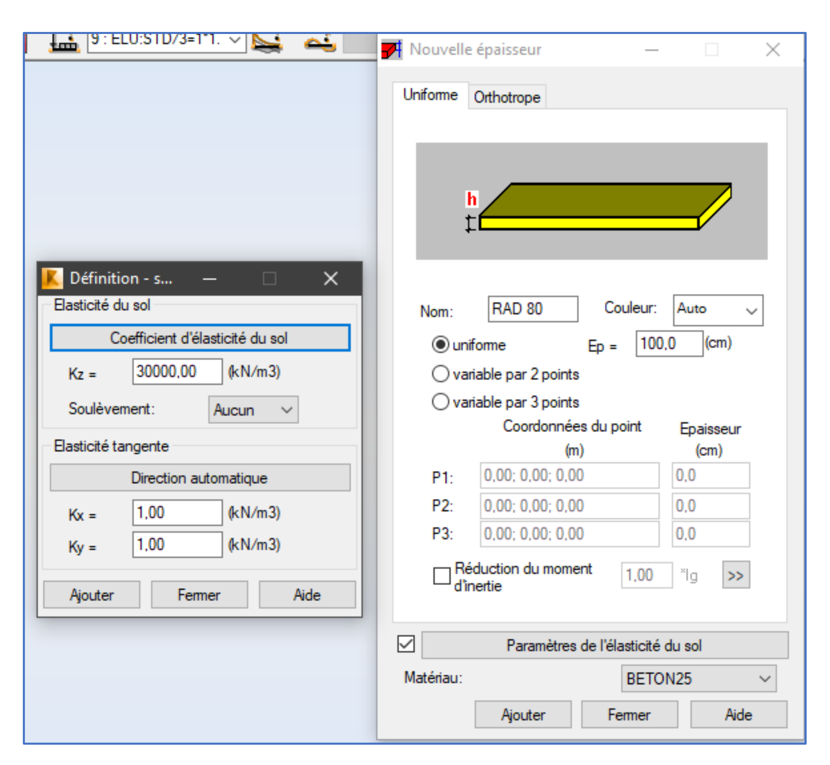



*Figure 82 paramètres modélisant le radier sur Robot 2014*

En se référant au rapport géotechnique, pour le calcul des sous-pressions sous le radier, le niveau d'eau est pris égal - 6,50m/TN.

Le taux de travail admissible dans les marno-calcaires sera de 3,5 bars.

#### 3.2.1.1.Efforts sur le radier :

Les contraintes au niveau de fondation se composent d'un moment de flexion et des efforts horizontaux (T) et verticaux (N) pour les voiles et pour les poteaux, à l'aide du logiciel on va extraire les efforts qui vont nous aider au calcul manuel du radier (tableaux 36 et 37) :

| Poteau | a(m) | b (m) | $N_u$(KN) | $N_s$(KN) |
|---|---|---|---|---|
| 1481 | 0,6 | 0,35 | 868,42 | 638,32 |
| 1482 | 0,6 | 0,35 | 1229,58 | 902,71 |
| 1486 | 0,7 | 0,4 | 2303,93 | 1688,93 |
| 1485 | 0,5 | 1 | 3917,9 | 2872,01 |
| 1484 | 0,5 | 1 | 5452,93 | 3994,12 |
| 1483 | 0,7 | 0,5 | 472,1 | 345,71 |
| 1489 | 1 | 0,45 | -36,59 | -26,55 |
| 1490 | 0,25 | 0,6 | 550,83 | 403,6 |
| 1487 | 0,3 | 0,31 | 1027,87 | 753,47 |
| 1488 | 0,3 | 0,37 | 1088,64 | 798,01 |

*Tableau 36 Les efforts sur les poteaux à l'ELU et l'ELS*

| Voile | $N_u$ (KN) | $N_s$ (KN) | e (m) | b(m) |
|---|---|---|---|---|
| 3166 | 3858,29 | 2832,4 | 0,42 | 1,65 |
| 3165 | 2374,53 | 1742,76 | 0,3 | 1,61 |
| 3146 | 1042,53 | 765,08 | 0,3 | 0,56 |
| 3145 | 4116,83 | 3017,36 | 0,3 | 2 |
| 3167 | 4336,18 | 3177,83 | 0,3 | 1,81 |
| 3177 | 2807,68 | 2056,65 | 0,4 | 0,9 |
| 3163 | 2233,34 | 1637,28 | 0,3 | 0,78 |
| 3147 | 1237,73 | 907,47 | 0,3 | 0,48 |
| 3148 | 1226,07 | 899,04 | 0,3 | 0,42 |
| 3164 | 2183,62 | 1601,08 | 0,3 | 0,78 |
| 3155 | 1643,81 | 1204,93 | 0,3 | 3,645 |
| 3159 | 3019,94 | 2212,77 | 0,25 | 0,94 |
| 3153 | 5531,91 | 4052,55 | 0,25 | 1,78 |
| 3154 | 4810,74 | 3525,9 | 0,3 | 1,78 |
| 3170 | 2564,62 | 1880,11 | 0,3 | 0,94 |
| 3160 | 7661,88 | 5614,36 | 0,3 | 2,71 |
| 3156 | 8640,15 | 6329,25 | 0,3 | 2,71 |
| 3152 | 1134,11 | 831,05 | 0,3 | 0,45 |
| 3157 | 1255,84 | 920,27 | 0,3 | 0,59 |
| 3158 | 7485,98 | 5486,32 | 0,3 | 2,91 |
| 3175 | 7930,8 | 5817,42 | 0,42 | 2,37 |
| 3176 | 1775,98 | 1302,67 | 0,42 | 1,18 |
| 3193 | 2502,92 | 1835,78 | 0,25 | 3,5 |
| 3194 | 1562,84 | 1146,09 | 0,25 | 4,88 |
| 3195 | 80,4 | 59,19 | 0,25 | 1,73 |
| 3196 | 605,49 | 444,17 | 0,25 | 5,43 |
| 3197 | 645,2 | 472,6 | 0,25 | 2,06 |
| 3198 | 262,62 | 191,21 | 0,25 | 2,48 |
| 3184 | 1209,49 | 886,75 | 0,3 | 0,71 |
| 3185 | 1581,87 | 1159,54 | 0,3 | 1,63 |
| 3171 | 1955,37 | 1432,81 | 0,4 | 1,17 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 3172 | 2731,49 | 2001,53 | 0,4 | 1,65 |
| 3178 | 3290,67 | 2410,93 | 0,4 | 1,58 |
| 3179 | 792 | 581,12 | 0,15 | 1,95 |
| 3173 | 829,15 | 607,36 | 0,35 | 1,03 |
| 3174 | 674,1 | 407,71 | 0,35 | 0,91 |
| 3151 | 1499,91 | 1098,94 | 0,25 | 1,3 |
| 3149 | 2253,54 | 1651,32 | 0,25 | 1,13 |
| 3150 | 1807,31 | 1324,16 | 0,25 | 1,3 |
| 3161 | 951,78 | 697,31 | 0,25 | 0,71 |
| 3169 | 951,78 | 3570,43 | 0,25 | 1,82 |
| 3180 | 1686,55 | 1235,61 | 0,2 | 1,63 |
| 3200 | 3589,64 | 2630,36 | 0,2 | 2,7 |
| 3186 | 4514,62 | 3307,68 | 0,3 | 1,27 |
| 3183 | 7594,46 | 5564,52 | 0,2 | 12,7 |
| 3182 | 1575,59 | 1154,21 | 0,2 | 4,88 |
| 3181 | 3295,53 | 2414,28 | 0,2 | 5,18 |
| 3130 | 3945,94 | 2901,04 | 0,25 | 3,955 |
| 3133 | 1252,24 | 921,28 | 0,25 | 1,225 |
| 3134 | 4004,21 | 2941,58 | 0,25 | 2,895 |
| 3131 | 1025,53 | 753,45 | 0,25 | 1,1 |
| 3132 | 4746,57 | 3487,31 | 0,25 | 5,18 |
| 3135 | 3079,16 | 2261,09 | 0,25 | 2,78 |
| 3129 | 3706,57 | 2723,26 | 0,25 | 2,88 |
| 3128 | 8772,88 | 6440,63 | 0,25 | 5,7 |
| 3127 | 2301,02 | 1688,79 | 0,25 | 1,265 |
| 3136 | 4711,63 | 3459,11 | 0,2 | 3,16 |
| 3137 | 1527,19 | 1121,38 | 0,2 | 1,87 |
| 3138 | 533,92 | 392,07 | 0,2 | 0,73 |
| 3139 | 1376,62 | 1011,21 | 0,25 | 3,7 |
| 3140 | 617,76 | 453,84 | 0,2 | 0,73 |
| 3141 | 1476,18 | 2097,41 | 0,2 | 1,85 |
| 3142 | 2856,43 | 2097,41 | 0,2 | 2,43 |
| 3143 | 3200,12 | 2350,16 | 0,2 | 2,43 |
| 3168 | 3007,46 | 2203,4 | 0,42 | 0,83 |
| 3144 | 1754,31 | 1287,48 | 0,2 | 1,635 |
| 3162 | 502,5 | 368,13 | 0,25 | 0,41 |

*Tableau 37 Les efforts sur les voiles à l'ELU et l'ELS*

**Remarque :**On remarque la présence de quelques efforts de soulèvement (effort de traction) sous quelques poteaux et quelques voiles. Ces efforts seront considérés pour la vérification de la capacité portante du sol et non pas pour la détermination de l'épaisseur du radier.

#### 3.2.1.2.Epaisseur du radier :

Le radier doit être suffisamment épais afin de pouvoir résister aux contraintes de cisaillement induites par les éléments reposant sur sa surface[5].

La condition de poinçonnement est la suivante :

$$N_u \leq 0{,}045.\, u_c.\, e_{radier}.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$u_c$ : le périmètre à mi-épaisseur (du radier) du cône à 45° décrit à partir de la base du poteau ou du voile. L'angle à 45° découle du cercle de Mohr pour le cas de cisaillement pur sans contraintes normales, $u_c = 2a + 2b + 4e_{radier}$

$e_{radier}$ : épaisseur du radier ;

$f_{c28} = 25\ MPa$ ;

$\gamma_b = 1{,}5$.

Ainsi l'épaisseur minimale du radier est donnée par la formule suivante :

$$e_{radier} = \frac{\gamma_b.\, N_u}{0{,}045.\, u_c.\, f_{c28}}$$

Ainsi l'épaisseur du radier requise pour les différents efforts transmis par les différents éléments structuraux verticaux (tableaux 38 et 39) :

| Poteau | a (m) | b (m) | $N_u$(KN) | $N_s$(KN) | $e_{radier}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1481 | 0,6 | 0,35 | 868,42 | 638,32 | 0,35061528 |
| 1482 | 0,6 | 0,35 | 1229,58 | 902,71 | 0,44533691 |
| 1486 | 0,7 | 0,4 | 2303,93 | 1688,93 | 0,64347791 |
| 1485 | 0,5 | 1 | 3917,9 | 2872,01 | 0,82774339 |
| 1484 | 0,5 | 1 | 5452,93 | 3994,12 | 1,02438141 |
| 1483 | 0,7 | 0,5 | 472,1 | 345,71 | 0,1973597 |
| 1489 | 1 | 0,45 | -36,59 | -26,55 | -0,01723259 |
| 1490 | 0,25 | 0,6 | 550,83 | 403,6 | 0,26579515 |
| 1487 | 0,3 | 0,31 | 1027,87 | 753,47 | 0,45237981 |
| 1488 | 0,3 | 0,37 | 1088,64 | 798,01 | 0,45774895 |

*Tableau 38 Epaisseur minimale du radier nécessaire pour vérifier la condition de poinçonnement pour chaque poteau*

| Voile | $N_u$ (KN) | $N_s$ (KN) | e (m) | b(m) | $e_{radier}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 3166 | 3858,29 | 2832,4 | 0,42 | 1,65 | 0,72905642 |
| 3165 | 2374,53 | 1742,76 | 0,3 | 1,61 | 0,53221097 |
| 3146 | 1042,53 | 765,08 | 0,3 | 0,56 | 0,41248307 |
| 3145 | 4116,83 | 3017,36 | 0,3 | 2 | 0,72995274 |
| 3167 | 4336,18 | 3177,83 | 0,3 | 1,81 | 0,78537836 |
| 3177 | 2807,68 | 2056,65 | 0,4 | 0,9 | 0,69554806 |
| 3163 | 2233,34 | 1637,28 | 0,3 | 0,78 | 0,63407227 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 3147 | 1237,73 | 907,47 | 0,3 | 0,48 | 0,4762687 |
| 3148 | 1226,07 | 899,04 | 0,3 | 0,42 | 0,48414607 |
| 3164 | 2183,62 | 1601,08 | 0,3 | 0,78 | 0,62485939 |
| 3155 | 1643,81 | 1204,93 | 0,3 | 3,645 | 0,24688654 |
| 3159 | 3019,94 | 2212,77 | 0,25 | 0,94 | 0,74899554 |
| 3153 | 5531,91 | 4052,55 | 0,25 | 1,78 | 0,94216419 |
| 3154 | 4810,74 | 3525,9 | 0,3 | 1,78 | 0,84893389 |
| 3170 | 2564,62 | 1880,11 | 0,3 | 0,94 | 0,66517862 |
| 3160 | 7661,88 | 5614,36 | 0,3 | 2,71 | 1,01391339 |
| 3156 | 8640,15 | 6329,25 | 0,3 | 2,71 | 1,10392297 |
| 3152 | 1134,11 | 831,05 | 0,3 | 0,45 | 0,45530084 |
| 3157 | 1255,84 | 920,27 | 0,3 | 0,59 | 0,46169265 |
| 3158 | 7485,98 | 5486,32 | 0,3 | 2,91 | 0,96931628 |
| 3175 | 7930,8 | 5817,42 | 0,42 | 2,37 | 1,07171063 |
| 3176 | 1775,98 | 1302,67 | 0,42 | 1,18 | 0,46717549 |
| 3193 | 2502,92 | 1835,78 | 0,25 | 3,5 | 0,3713976 |
| 3194 | 1562,84 | 1146,09 | 0,25 | 4,88 | 0,18914973 |
| 3195 | 80,4 | 59,19 | 0,25 | 1,73 | 0,02636839 |
| 3196 | 605,49 | 444,17 | 0,25 | 5,43 | 0,06937235 |
| 3197 | 645,2 | 472,6 | 0,25 | 2,06 | 0,16315708 |
| 3198 | 262,62 | 191,21 | 0,25 | 2,48 | 0,06137247 |
| 3184 | 1209,49 | 886,75 | 0,3 | 0,71 | 0,43081514 |
| 3185 | 1581,87 | 1159,54 | 0,3 | 1,63 | 0,38933499 |
| 3171 | 1955,37 | 1432,81 | 0,4 | 1,17 | 0,5051894 |
| 3172 | 2731,49 | 2001,53 | 0,4 | 1,65 | 0,57062184 |
| 3178 | 3290,67 | 2410,93 | 0,4 | 1,58 | 0,66341055 |
| 3179 | 792 | 581,12 | 0,15 | 1,95 | 0,20959172 |
| 3173 | 829,15 | 607,36 | 0,35 | 1,03 | 0,28381502 |
| 3174 | 674,1 | 407,71 | 0,35 | 0,91 | 0,25414409 |
| 3151 | 1499,91 | 1098,94 | 0,25 | 1,3 | 0,41880407 |
| 3149 | 2253,54 | 1651,32 | 0,25 | 1,13 | 0,58784779 |
| 3150 | 1807,31 | 1324,16 | 0,25 | 1,3 | 0,48002113 |
| 3161 | 951,78 | 697,31 | 0,25 | 0,71 | 0,37225812 |
| 3169 | 951,78 | 3570,43 | 0,25 | 1,82 | 0,24739623 |
| 3180 | 1686,55 | 1235,61 | 0,2 | 1,63 | 0,4208448 |
| 3200 | 3589,64 | 2630,36 | 0,2 | 2,7 | 0,58731538 |
| 3186 | 4514,62 | 3307,68 | 0,3 | 1,27 | 0,8954944 |
| 3183 | 7594,46 | 5564,52 | 0,2 | 12,7 | 0,37112453 |
| 3182 | 1575,59 | 1154,21 | 0,2 | 4,88 | 0,19222319 |
| 3181 | 3295,53 | 2414,28 | 0,2 | 5,18 | 0,36014955 |
| 3130 | 3945,94 | 2901,04 | 0,25 | 3,955 | 0,5045263 |
| 3133 | 1252,24 | 921,28 | 0,25 | 1,225 | 0,37515181 |
| 3134 | 4004,21 | 2941,58 | 0,25 | 2,895 | 0,61122119 |
| 3131 | 1025,53 | 753,45 | 0,25 | 1,1 | 0,33759228 |
| 3132 | 4746,57 | 3487,31 | 0,25 | 5,18 | 0,49317454 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 3135 | 3079,16 | 2261,09 | 0,25 | 2,78 | 0,50748732 |
| 3129 | 3706,57 | 2723,26 | 0,25 | 2,88 | 0,57684896 |
| 3128 | 8772,88 | 6440,63 | 0,25 | 5,7 | 0,77898397 |
| 3127 | 2301,02 | 1688,79 | 0,25 | 1,265 | 0,57542935 |
| 3136 | 4711,63 | 3459,11 | 0,2 | 3,16 | 0,66868928 |
| 3137 | 1527,19 | 1121,38 | 0,2 | 1,87 | 0,36390206 |
| 3138 | 533,92 | 392,07 | 0,2 | 0,73 | 0,24919449 |
| 3139 | 1376,62 | 1011,21 | 0,25 | 3,7 | 0,21000974 |
| 3140 | 617,76 | 453,84 | 0,2 | 0,73 | 0,27737866 |
| 3141 | 1476,18 | 2097,41 | 0,2 | 1,85 | 0,35624406 |
| 3142 | 2856,43 | 2097,41 | 0,2 | 2,43 | 0,51912636 |
| 3143 | 3200,12 | 2350,16 | 0,2 | 2,43 | 0,56684183 |
| 3168 | 3007,46 | 2203,4 | 0,42 | 0,83 | 0,73637698 |
| 3144 | 1754,31 | 1287,48 | 0,2 | 1,635 | 0,43300196 |
| 3162 | 502,5 | 368,13 | 0,25 | 0,41 | 0,27627656 |

*Tableau 39 Epaisseur du radier nécessaire pour vérifier la condition de poinçonnement des voiles*

La condition de non poinçonnement est vérifiée si l'épaisseur du radier est de 1,1m, l'épaisseur maximale trouvée. Cependant, il parait non judicieux de baser le choix de l'épaisseur du radier uniquement sur la résistance au poinçonnement d'un des éléments verticaux, ce n'est aussi pas raisonnable de point de vue économique. L'épaisseur retenue donc est $e_{radier} = 100\ cm$. Cependant quelques poteaux et quelques voiles nécessitent un renforcement de la section afin de pouvoir résister au poinçonnement.

Ainsi, les épaisseurs retenues du radier avec renforcements sont indiquées dans les tableaux 40 et 41 :

| Poteau | a (m) | b (m) | $N_u$(KN) | $N_s$(KN) | $e_{min\ radier}$ | $e_{radier\ retenue}$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1481 | 0,6 | 0,35 | 868,42 | 638,32 | 0,35061528 | 100 |
| 1482 | 0,6 | 0,35 | 1229,58 | 902,71 | 0,44533691 | 100 |
| 1486 | 0,7 | 0,4 | 2303,93 | 1688,93 | 0,64347791 | 100 |
| 1485 | 0,5 | 1 | 3917,9 | 2872,01 | 0,82774339 | 100 |
| 1484 | 0,5 | 1 | 5452,93 | 3994,12 | 1,02438141 | 100+10 |
| 1483 | 0,7 | 0,5 | 472,1 | 345,71 | 0,1973597 | 100 |
| 1489 | 1 | 0,45 | -36,59 | -26,55 | -0,01723259 | 100 |
| 1490 | 0,25 | 0,6 | 550,83 | 403,6 | 0,26579515 | 100 |
| 1487 | 0,3 | 0,31 | 1027,87 | 753,47 | 0,45237981 | 100 |
| 1488 | 0,3 | 0,37 | 1088,64 | 798,01 | 0,45774895 | 100 |

*Tableau 40 Epaisseur du radier retenue en tenant compte du renforcement de la section au droit des poteaux contre le poinçonnement*

| Voile | Nu (KN) | Ns (KN) | e (m) | b(m) | $e_{radier}$ | $e_{radier\ retenue}$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3166 | 3858,29 | 2832,4 | 0,42 | 1,65 | 0,72905642 | 100 |
| 3165 | 2374,53 | 1742,76 | 0,3 | 1,61 | 0,53221097 | 100 |
| 3146 | 1042,53 | 765,08 | 0,3 | 0,56 | 0,41248307 | 100 |
| 3145 | 4116,83 | 3017,36 | 0,3 | 2 | 0,72995274 | 100 |
| 3167 | 4336,18 | 3177,83 | 0,3 | 1,81 | 0,78537836 | 100 |
| 3177 | 2807,68 | 2056,65 | 0,4 | 0,9 | 0,69554806 | 100 |
| 3163 | 2233,34 | 1637,28 | 0,3 | 0,78 | 0,63407227 | 100 |
| 3147 | 1237,73 | 907,47 | 0,3 | 0,48 | 0,4762687 | 100 |
| 3148 | 1226,07 | 899,04 | 0,3 | 0,42 | 0,48414607 | 100 |
| 3164 | 2183,62 | 1601,08 | 0,3 | 0,78 | 0,62485939 | 100 |
| 3155 | 1643,81 | 1204,93 | 0,3 | 3,645 | 0,24688654 | 100 |
| 3159 | 3019,94 | 2212,77 | 0,25 | 0,94 | 0,74899554 | 100 |
| 3153 | 5531,91 | 4052,55 | 0,25 | 1,78 | 0,94216419 | 100 |
| 3154 | 4810,74 | 3525,9 | 0,3 | 1,78 | 0,84893389 | 100 |
| 3170 | 2564,62 | 1880,11 | 0,3 | 0,94 | 0,66517862 | 100 |
| 3160 | 7661,88 | 5614,36 | 0,3 | 2,71 | 1,01391339 | 100+10 |
| 3156 | 8640,15 | 6329,25 | 0,3 | 2,71 | 1,10392297 | 100+10 |
| 3152 | 1134,11 | 831,05 | 0,3 | 0,45 | 0,45530084 | 100 |
| 3157 | 1255,84 | 920,27 | 0,3 | 0,59 | 0,46169265 | 100 |
| 3158 | 7485,98 | 5486,32 | 0,3 | 2,91 | 0,96931628 | 100 |
| 3175 | 7930,8 | 5817,42 | 0,42 | 2,37 | 1,07171063 | 100+10 |
| 3176 | 1775,98 | 1302,67 | 0,42 | 1,18 | 0,46717549 | 100 |
| 3193 | 2502,92 | 1835,78 | 0,25 | 3,5 | 0,3713976 | 100 |
| 3194 | 1562,84 | 1146,09 | 0,25 | 4,88 | 0,18914973 | 100 |
| 3195 | 80,4 | 59,19 | 0,25 | 1,73 | 0,02636839 | 100 |
| 3196 | 605,49 | 444,17 | 0,25 | 5,43 | 0,06937235 | 100 |
| 3197 | 645,2 | 472,6 | 0,25 | 2,06 | 0,16315708 | 100 |
| 3198 | 262,62 | 191,21 | 0,25 | 2,48 | 0,06137247 | 100 |
| 3184 | 1209,49 | 886,75 | 0,3 | 0,71 | 0,43081514 | 100 |
| 3185 | 1581,87 | 1159,54 | 0,3 | 1,63 | 0,38933499 | 100 |
| 3171 | 1955,37 | 1432,81 | 0,4 | 1,17 | 0,5051894 | 100 |
| 3172 | 2731,49 | 2001,53 | 0,4 | 1,65 | 0,57062184 | 100 |
| 3178 | 3290,67 | 2410,93 | 0,4 | 1,58 | 0,66341055 | 100 |
| 3179 | 792 | 581,12 | 0,15 | 1,95 | 0,20959172 | 100 |
| 3173 | 829,15 | 607,36 | 0,35 | 1,03 | 0,28381502 | 100 |
| 3174 | 674,1 | 407,71 | 0,35 | 0,91 | 0,25414409 | 100 |
| 3151 | 1499,91 | 1098,94 | 0,25 | 1,3 | 0,41880407 | 100 |
| 3149 | 2253,54 | 1651,32 | 0,25 | 1,13 | 0,58784779 | 100 |
| 3150 | 1807,31 | 1324,16 | 0,25 | 1,3 | 0,48002113 | 100 |
| 3161 | 951,78 | 697,31 | 0,25 | 0,71 | 0,37225812 | 100 |
| 3169 | 951,78 | 3570,43 | 0,25 | 1,82 | 0,24739623 | 100 |
| 3180 | 1686,55 | 1235,61 | 0,2 | 1,63 | 0,4208448 | 100 |
| 3200 | 3589,64 | 2630,36 | 0,2 | 2,7 | 0,58731538 | 100 |
| 3186 | 4514,62 | 3307,68 | 0,3 | 1,27 | 0,8954944 | 100 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3183 | 7594,46 | 5564,52 | 0,2 | 12,7 | 0,37112453 | 100 |
| 3182 | 1575,59 | 1154,21 | 0,2 | 4,88 | 0,19222319 | 100 |
| 3181 | 3295,53 | 2414,28 | 0,2 | 5,18 | 0,36014955 | 100 |
| 3130 | 3945,94 | 2901,04 | 0,25 | 3,955 | 0,5045263 | 100 |
| 3133 | 1252,24 | 921,28 | 0,25 | 1,225 | 0,37515181 | 100 |
| 3134 | 4004,21 | 2941,58 | 0,25 | 2,895 | 0,61122119 | 100 |
| 3131 | 1025,53 | 753,45 | 0,25 | 1,1 | 0,33759228 | 100 |
| 3132 | 4746,57 | 3487,31 | 0,25 | 5,18 | 0,49317454 | 100 |
| 3135 | 3079,16 | 2261,09 | 0,25 | 2,78 | 0,50748732 | 100 |
| 3129 | 3706,57 | 2723,26 | 0,25 | 2,88 | 0,57684896 | 100 |
| 3128 | 8772,88 | 6440,63 | 0,25 | 5,7 | 0,77898397 | 100 |
| 3127 | 2301,02 | 1688,79 | 0,25 | 1,265 | 0,57542935 | 100 |
| 3136 | 4711,63 | 3459,11 | 0,2 | 3,16 | 0,66868928 | 100 |
| 3137 | 1527,19 | 1121,38 | 0,2 | 1,87 | 0,36390206 | 100 |
| 3138 | 533,92 | 392,07 | 0,2 | 0,73 | 0,24919449 | 100 |
| 3139 | 1376,62 | 1011,21 | 0,25 | 3,7 | 0,21000974 | 100 |
| 3140 | 617,76 | 453,84 | 0,2 | 0,73 | 0,27737866 | 100 |
| 3141 | 1476,18 | 2097,41 | 0,2 | 1,85 | 0,35624406 | 100 |
| 3142 | 2856,43 | 2097,41 | 0,2 | 2,43 | 0,51912636 | 100 |
| 3143 | 3200,12 | 2350,16 | 0,2 | 2,43 | 0,56684183 | 100 |
| 3168 | 3007,46 | 2203,4 | 0,42 | 0,83 | 0,73637698 | 100 |
| 3144 | 1754,31 | 1287,48 | 0,2 | 1,635 | 0,43300196 | 100 |
| 3162 | 502,5 | 368,13 | 0,25 | 0,41 | 0,27627656 | 100 |

*Tableau 41 Epaisseur du radier retenue en tenant compte des renforcements de section au droit des voiles contre le poinçonnement*

### 3.2.1.3.Vérification de la réaction du sol :

#### 3.2.1.3.1. Vérification manuelle de la réaction du sol :

La surface minimale du radier vérifiant la condition du non dépassement de la capacité portante du sol est :

$$S_{radier} = \frac{N}{\sigma_{\lim sol}}$$

Donc, cette épaisseur doit vérifier :

$$S_{radier} \leq S_{retenue}$$

Avec :

$$N = P_{radier} + P_{terre} + N_1 = P_{radier} + S_{retenue} \times e_{terre} \times \gamma_{terre} + N_1$$

Avec :

$$N_1 = \sum_i N_{i\,ser}$$

On a :

$$S_{retenue} = 687{,}05\ m^2$$

Et $e_{retenue} = 100\ cm$, $N_1 = 149430{,}52\ KN$ et $P = 17176{,}25\ KN$

Donc : $N$ =181034,82 KN. Soit, $S_{radier} = 517{,}24\ m^2 \leq\ S_{retenue} = 687{,}05\ cm^2$

#### 3.2.1.3.2. Vérification à l'aide du logiciel ROBOT 2014 :

Cette méthode se base sur le calcul de la raideur vertical du sol, puisque cette raideur n'est pas fournie dans le rapport géotechnique, on s'est contenté de la calculer à l'aide du logiciel robot en lui entrant les données caractéristiques et les données du sol.

Les cartographie de la réaction du sol sous les combinaisons fondamentales sont données par les figures 83 et 84:

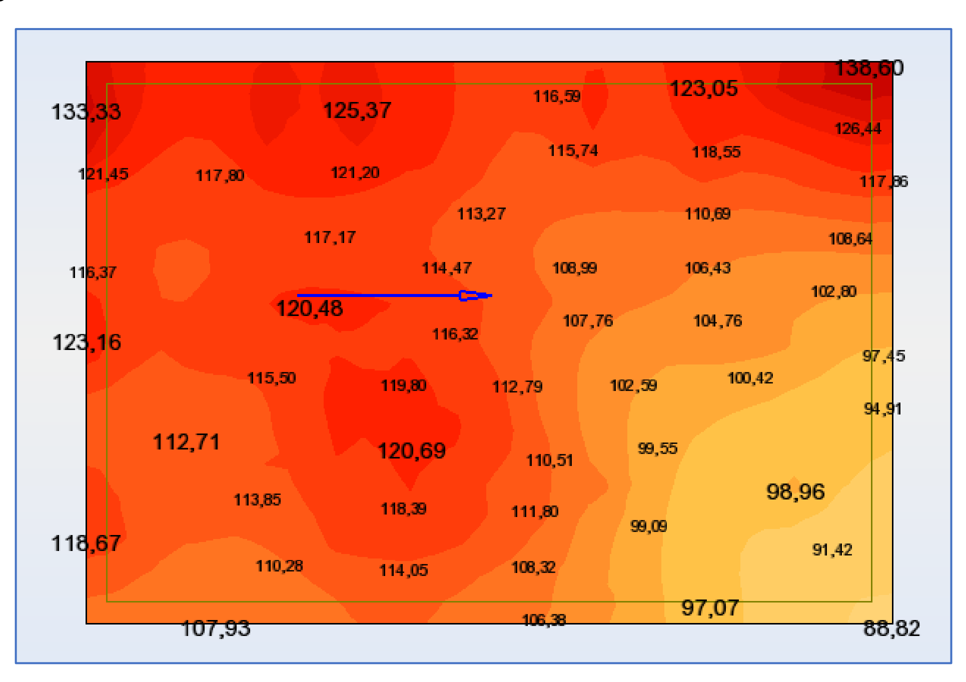



*Figure 83 Cartographie de la réaction du sol à l'ELS*

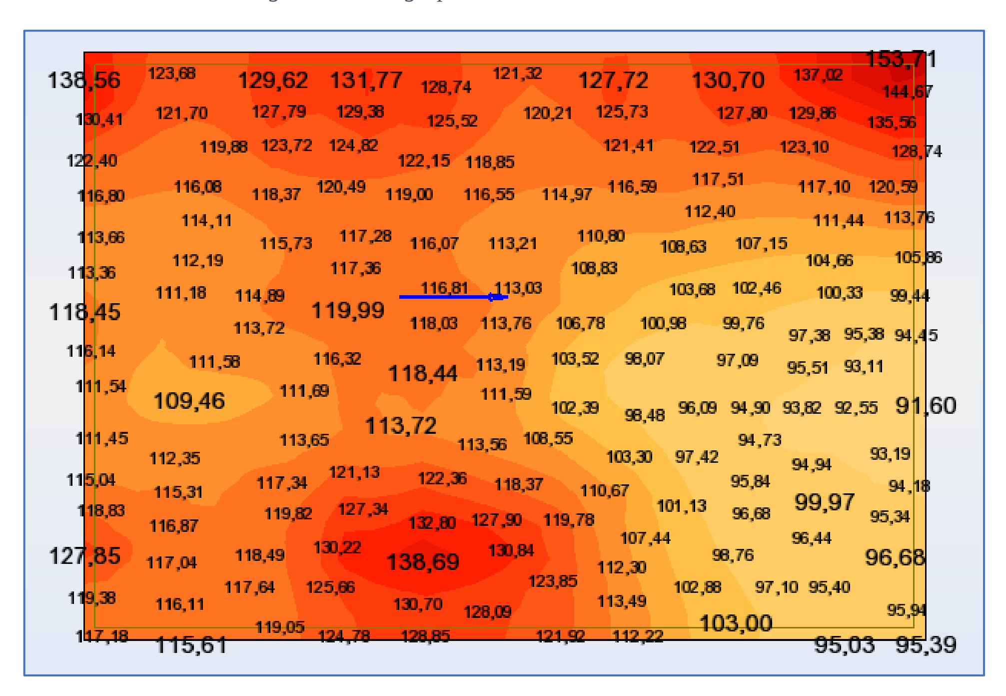



*Figure 84 Cartographie de la réaction du sol par combinaison accidentelle*

**Interprétation des cartographies :**

Par analyse des cartographies ci-dessus on constate qu'il n'y a pas dépassement de la capacité portante du sol au droit de notre radier.

$$\sigma_{adm\ sol} = 3{,}5\ bars = 350\ KPa > \sigma_{\max sol\ ELS}\ et\ \sigma_{\max sol\ ACC}$$

### 3.2.1.4.Vérification au soulèvement :

La vérification de la stabilité s'effectue en comparent le moment de renversement et le moment stabilisant.

Pour le calcul du moment stabilisant, on considèreles charges permanentes et une fraction des charges d'exploitation[1] : $G + 0{,}2Q$

Pour le moment de renversement, il correspond au moment sismique vu que c'est le plus défavorable à considérer.

On calcule les coefficients de sécurité correspondant aux deux directions X et Y qui doivent être supérieurs à 1 pour qu'on puisse affirmer que le radier est stable vis-à-vis du soulèvement.

Le soulèvement peut aussi être vérifié par logiciel CYPECAD 2019.

D'après les cartographies des moments renversants et stabilisants ainsi que les cartographies de soulèvement sont présentées en annexe 8, les moments stabilisants dépassent largement les moments sismiques de renversement et par suite, pas de soulèvement à craindre.

### 3.2.1.5.Ferraillage du radier :

#### 3.2.1.5.1. Armatures longitudinales :

Le calcul du ferraillage s'effectue à partir des cartographies de ferraillage fournies par le logiciel Robot 2014, ce ferraillage est similaire à celui des planchers-dalles en béton armé.

**Ferraillage supérieur :**

- **Armatures principales Ax(+) :**

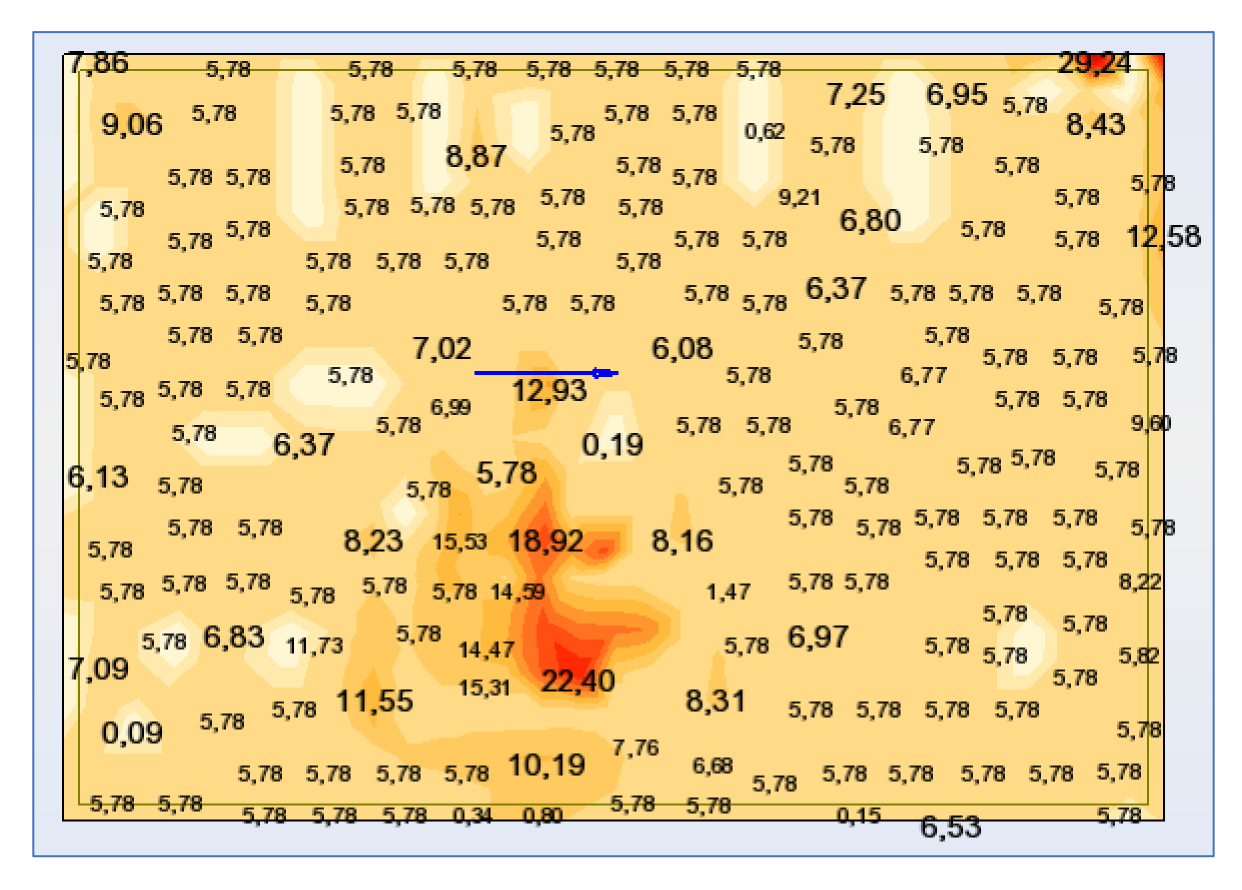



*Figure 85 Cartographie du ferraillage supérieur, armatures principales Ax (+)*

La section d'armatures principales théorique maximale donnée par la cartographie de la figure 85:

$$Ax(+)_{th\ max} = 29{,}54\ cm^2/m$$

Cependant, le ferraillage n'est pas calculé à partir de la valeur maximale de la section théorique des armatures maximale, on choisira la valeur $Ax(+)_{th} = 13\ cm^2/m$ et on procèdera au renforcement de la région caractérisée par la valeur maximale de la section d'armatures théorique.

On choisit une section d'armatures : $Ax(+) = 5HA20e20cm = 15{,}71\ cm2/m$.

Et on a :

$$29{,}54 - 15{,}71 = 13{,}83\ cm^2$$

On conserve le même espacement, on aura une section d'armatures additionnelle de : 5HA20 au niveau de la région à renforcer sur 1 mètre$^2$ (le coin droit en haut sur la figure 87), ainsi que sur la région centrale en bas indiquée sur la cartographie de la même figure (Lx=4m et Ly=5m en se référant au maillage EF).

- **Armatures perpendiculaires aux armatures principales Ay(+) :**

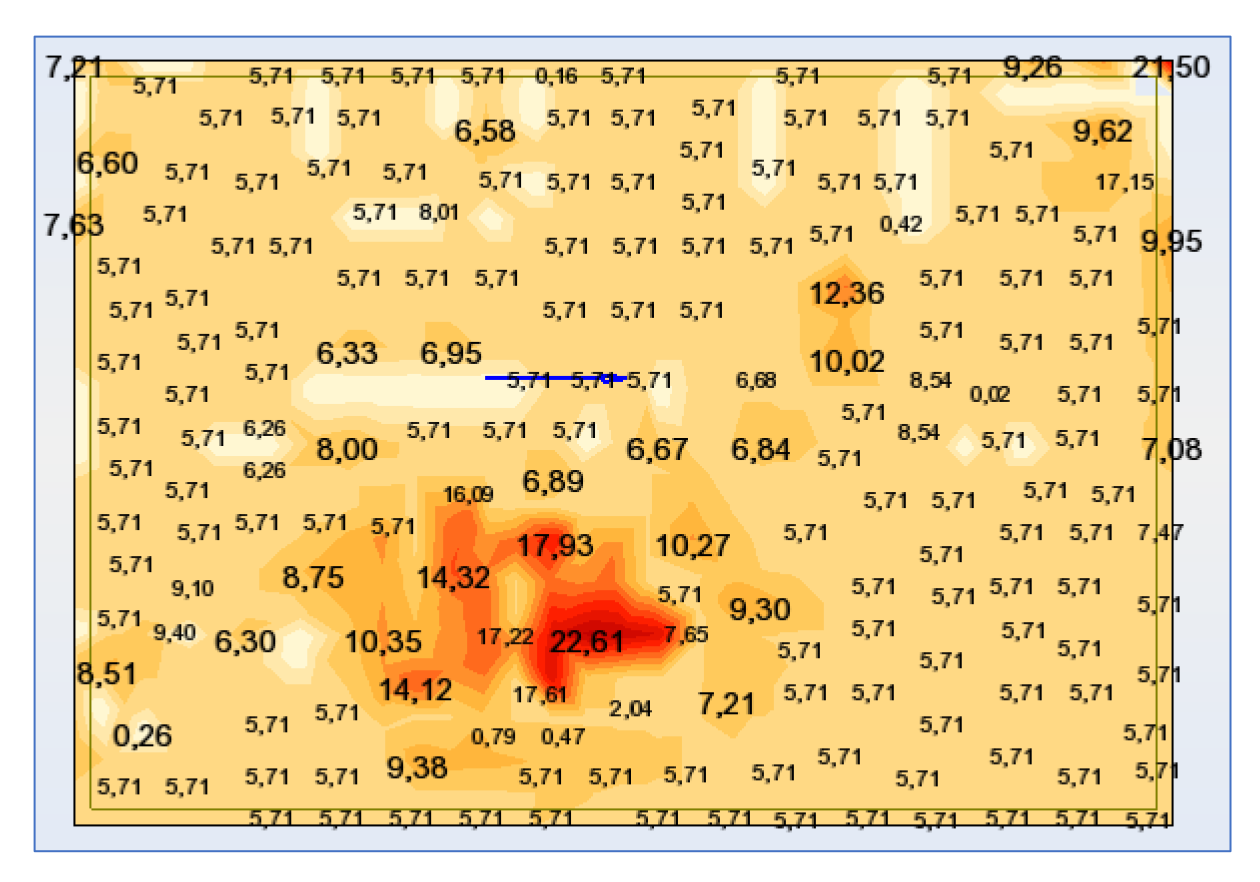



*Figure 86 Cartographie du ferraillage, armatures perpendiculaires aux celles principales Ay (+)*

La section d'armatures principales théorique maximale donnée par la cartographie de la figure 86:

$$Ay(+)_{thmax} = 22{,}61\ cm^2/m$$

On choisit une section d'armatures théorique: $Ay(+)_{th} = 10\ cm^2/m$

Soit,5HA16e20cm = 10,05 $cm^2$/m.

On renforce la région centrale du radier claire sur la cartographie de la figure 88(Lx=10m et Ly=8m) et le coin droit supérieur du radier sur $1m^2$. La partie où le ferraillage nécessaire est égal à 12,36 $cm^2$/m nécessite un renforcement de 5HA8 sur $1m^2$ centré sur la région indiquée sur la cartographie de la même figure.

Avec :

$22{,}61 - 10{,}05 = 12{,}56\ cm^2$, soit une section d'armatures 5HA20e20cm.

**Récapitulatif du ferraillage supérieur (figure 87) :**

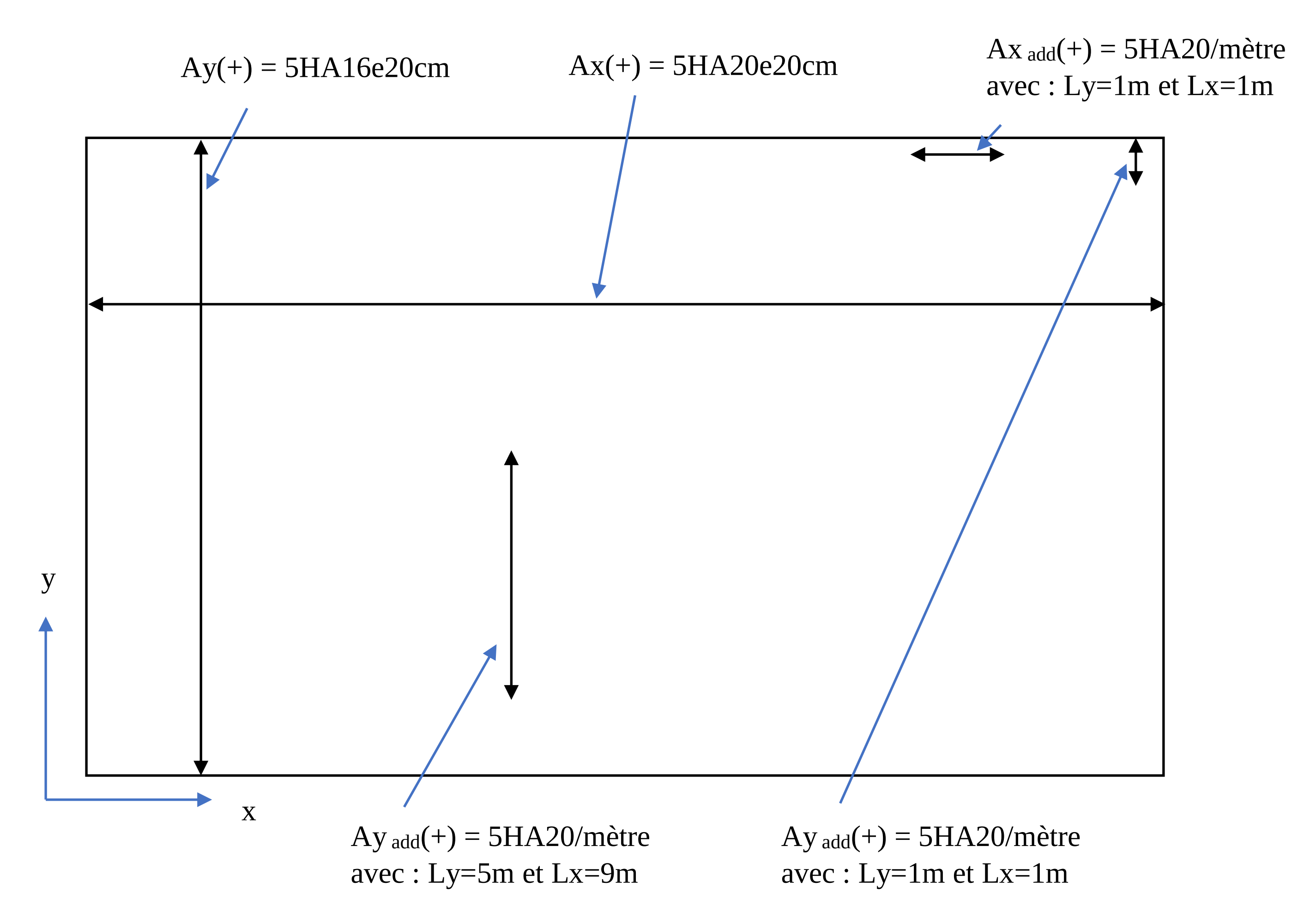



*Figure 87 Récapitulatif du ferraillage supérieur du radier*

**Ferraillage inférieur :**

- **Armatures principales Ax (-) :**

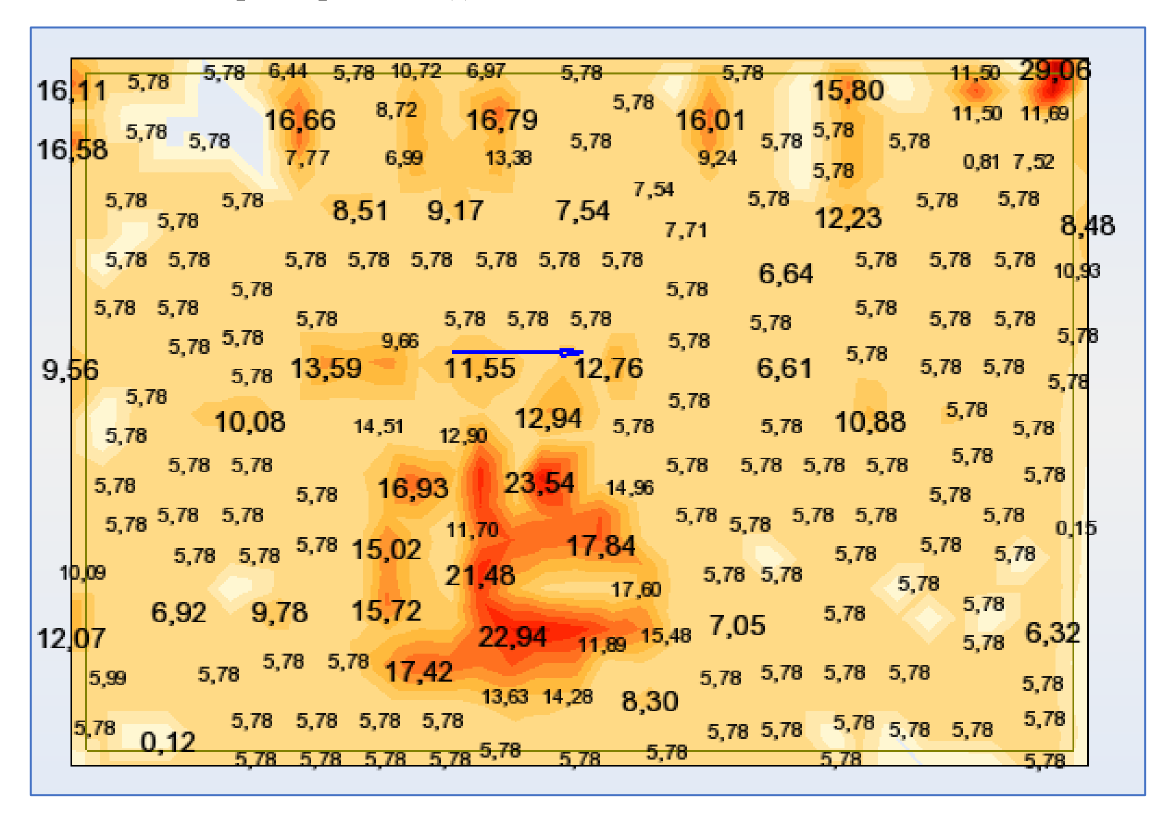



*Figure 88 Cartographie du ferraillage, armatures principales Ax (-)*

La section d'armatures principales théorique maximale donnée par la cartographie de la figure 88 est :

$$Ax(-)_{Th\,max} = 29,06cm^2/m$$

Il est plus judicieux de calculer la section d'armatures à partir de cette valeur afin d'éviter de mettre en place plusieurs renforcements pour des raisons de facilité de mise en œuvre et de sécurité.

On choisit une section d'armatures5HA32/mètre.

- **Armatures perpendiculaires aux armatures principales Ay (-) :**

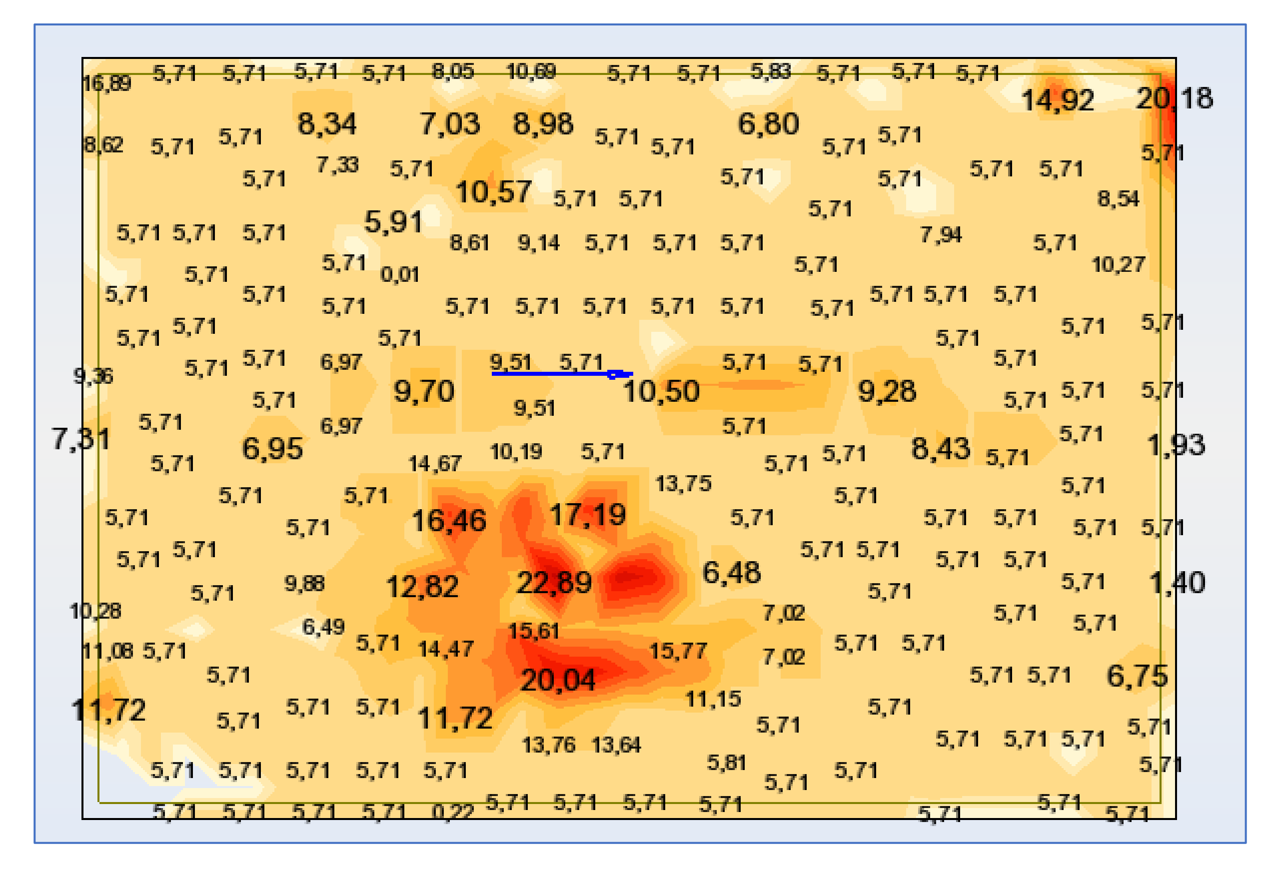



*Figure 89 Cartographie du ferraillage, armatures Ay (-)*

D'après la cartographie de la figure 89, la section d'armatures maximale nécessaire est :

$$Ay\ (-)_{Th\ max} = 22{,}89\ cm^2/m$$

On choisit une section d'armatures 5HA25/mètre.

**Récapitulatif du ferraillage inférieur (figure 90) :**

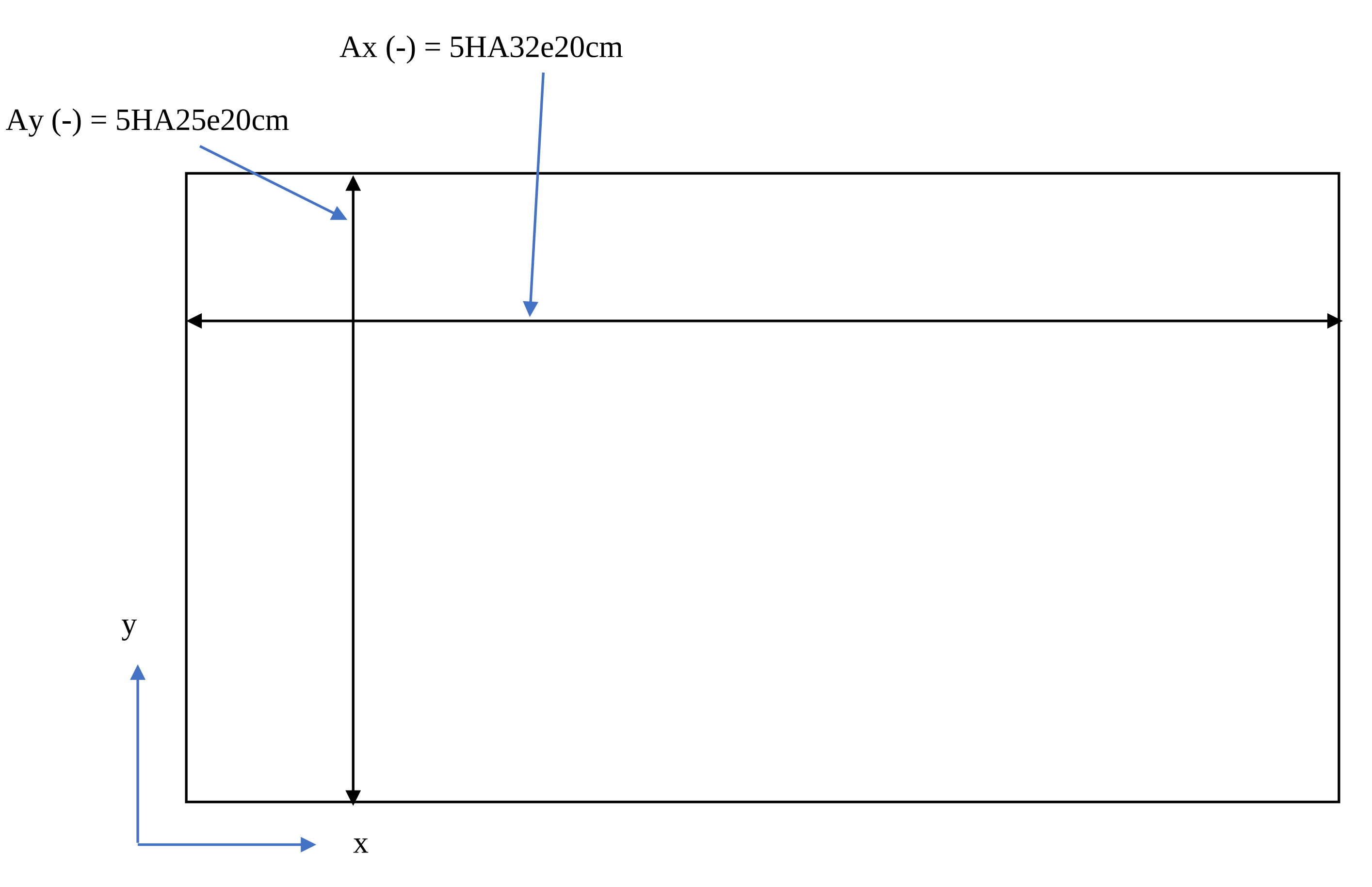



*Figure 90 Récapitulatif du ferraillage inférieur du radier*

### 3.2.1.5.2. Cisaillement et armatures transversales :

Aucune armature transversale n'est requise puisque[5]:

- La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.
- La contrainte de cisaillement conventionnelle par mètre de dalle $\tau_u = \frac{V_u}{d}$ est inférieure ou égale à $\frac{0{,}07 f_{cj}}{\gamma_b}$

$$\frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}07 \times 25}{1{,}5} = 1166{,}67\ KPa$$

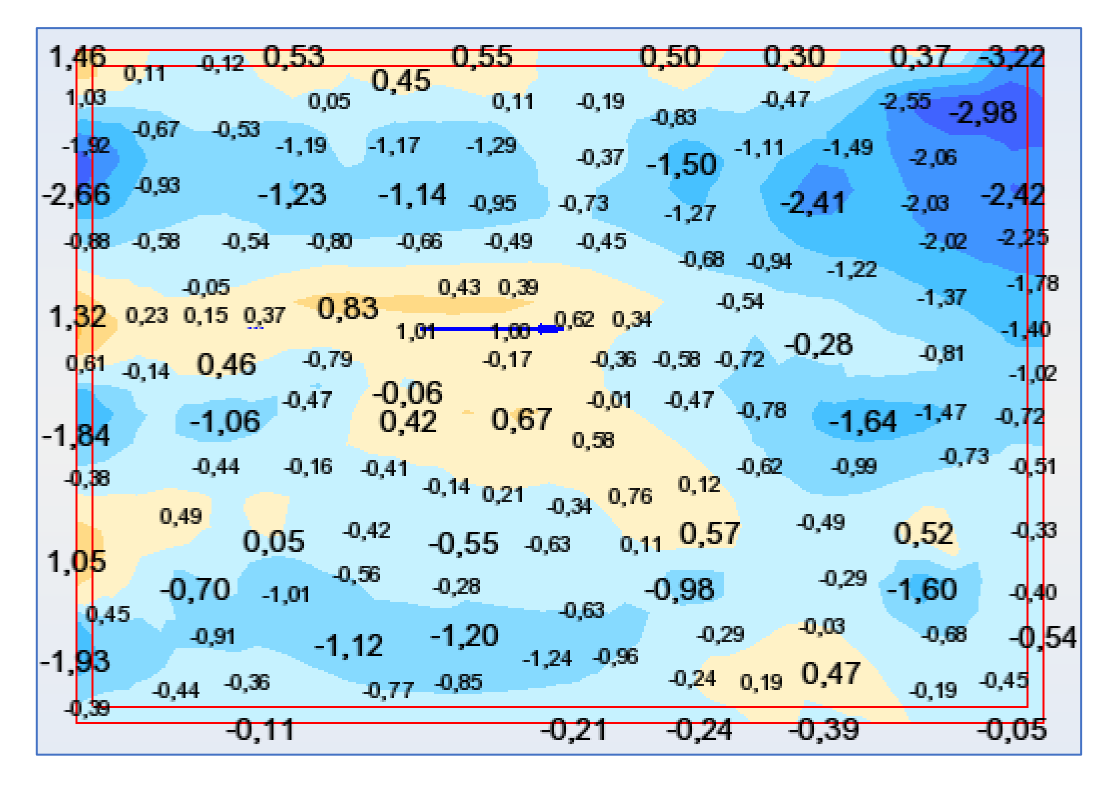



*Figure 91 Cartographie contrainte de cisaillement tyy (combinaison la plus défavorable)*

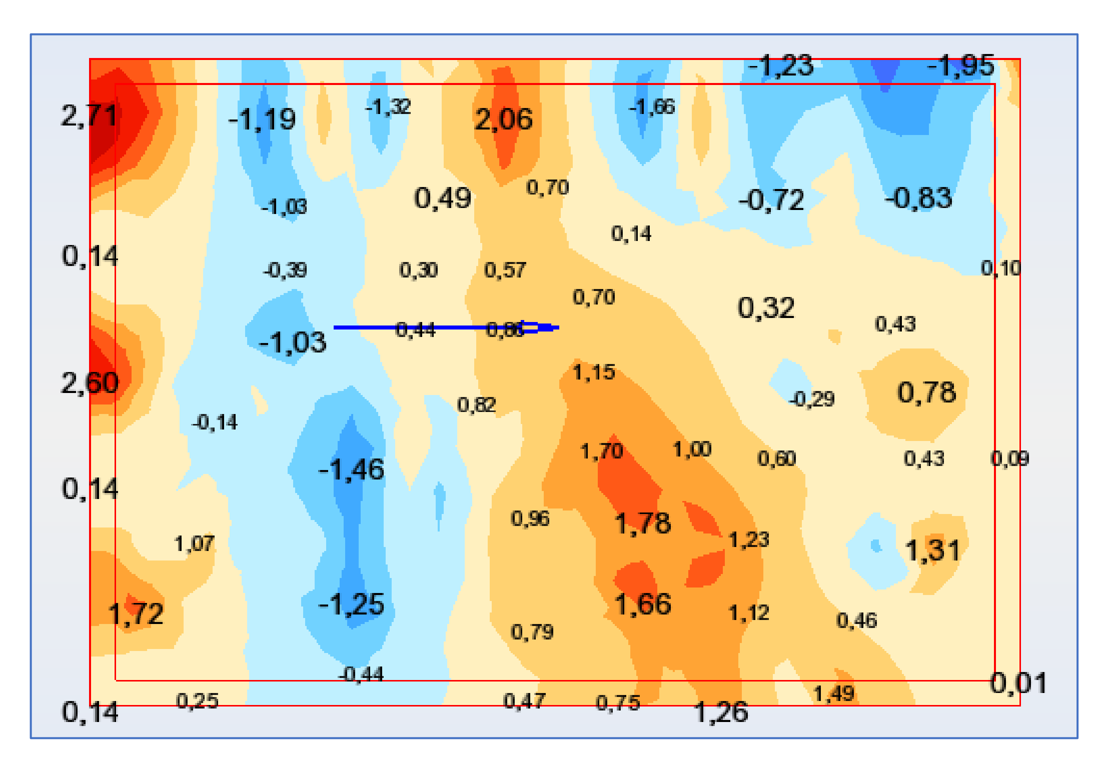



*Figure 92 Cartographie de la contrainte de cisaillement txx (combinaison la plus défavorable)*

On remarque ainsi qu'on doit prévoir des armatures d'âme au niveau des appuis (sous les poteaux et sous les voiles), calculées à partir de l'inégalité suivante[5] :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e(\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}$$

Où :

$A_t$ : section minimale d'armatures transversales ;

$S_t$ : espacement des armatures transversales ;

$b_0$ : largeur de la bande étudiée ;

$\tau_u$ : contrainte de cisaillement à l'état limite ultime ;

α : angle d'inclinaison des armatures transversales (compris entre 45° et 90°).

On va effectuer un exemple de calcul pour le coin droit supérieur du radier indiqué sur la cartographie de la figure 91, qui nécessite des armatures transversales afin de vérifier la condition de la contrainte de cisaillement suivant la direction X, dont la valeur d'après la cartographie de ferraillage indiquée sur la même figure est égale à :

$$\tau_u = 3,25\ MPa$$

Pour une bande de largeur 1m :

Inclinaison des armatures transversales : α=90° (armatures verticales).

Et un espacement fixé égal à 15cm :

On détermine la section d'armatures transversales minimale vérifiant :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e(\cos(\alpha) + \sin(\alpha))} b_0 s_t$$

On trouve :

$$A_t \geq 10,04\ cm^2$$

On choisit une section 5T16, un cadre T16+3 épingles vu qu'on dispose de 5 barres longitudinales par mètre espacées de 20cm.

Le plan de ferraillage et les détails du radier (par CYPECAD) du modèle de la structure sous la variante du plancher-dalle sont présentés en Annexe 9.

#### 3.2.1.5.3. Armatures de poinçonnement :

Le calcul des armatures de poinçonnement s'effectue de la même manière que pour le cas des plancher.

La modélisation de la dalle sur CYPECAD 2019 permet la vérification du poinçonnement et le choix du type des renforts à mettre en place.

**Vérification de l'effet du poteau P3 :**

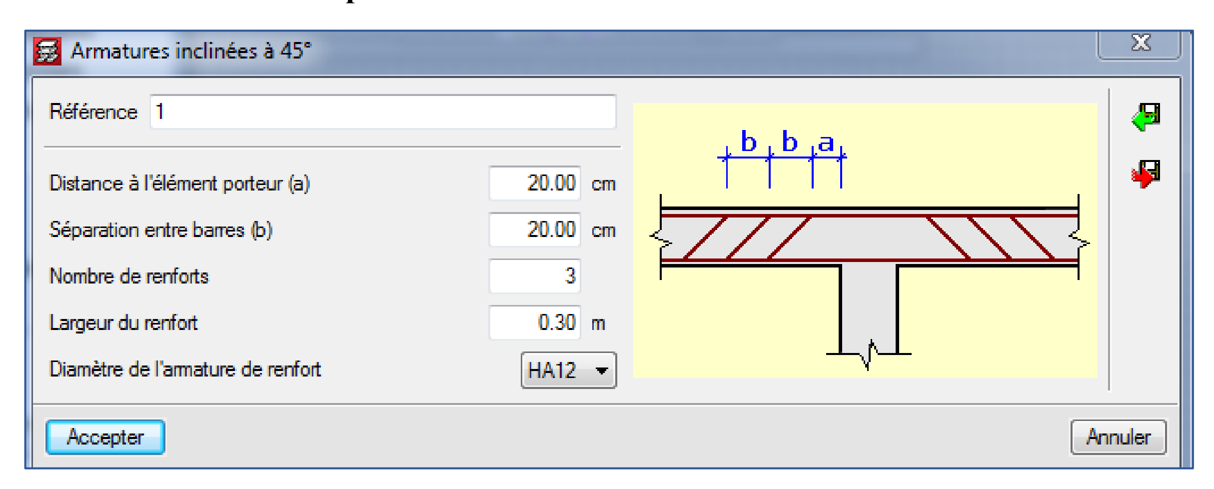



*Figure 93 Choix du renfort au poinçonnement sur CYPECAD*

Les différentes vérifications effectuées à l'aide de CYPECAD sont présentées en annexe 11.

### 3.2.2. Modélisation du radier sur CYPECAD, variante de la dalle réticulée :

Le radier est modélisé sur CYPECAD d'une manière similaire à celle sur ROBOT 2014 par une dalle. Par analyse sur CYPECAD, il apparait qu'une épaisseur de 80 cm est bien convenable pour ce modèle de la structure sous la variante de la dalle réticulée.

Le plan de ferraillage (armatures longitudinales et transversales) et les détails du radier du modèle de la structure sous la variante de la dalle réticulée sont présentés en Annexe 9.

# Chapitre 9 : Etude comparative des deux variantes

# I. Introduction :

Nous avons proposé jusqu'à maintenant deux variantes possibles et faisables pour notre projet :

**Variante 1 :** Plancher-dalle en béton armé.

**Variante 2 :** Plancher réticulé.

Chacune de ces deux variantes présente des avantages et des inconvénients. Il n'est donc pas judicieux de trancher entre les deux à première vue. Nous allons donc procéder à une analyse multicritère (critères techniques, quantitatifs/économiques et environnementaux) pour faciliter au bureau d'études le choix de la solution optimale.

# II. Critères techniques :

## 1. Flèche :

La flèche est l'un des éléments les plus déterminants dans le choix de la variante du plancher pour des raisons d'architecture et de confort des habitants. La cartographie de la flèche du plancher haut du 1$^{er}$ étage du bâtiment est donnée par logiciel CYPECAD.

Pour la variante du plancher-dalle, la flèche maximale est égale à 11,26 mm(figure 94) :

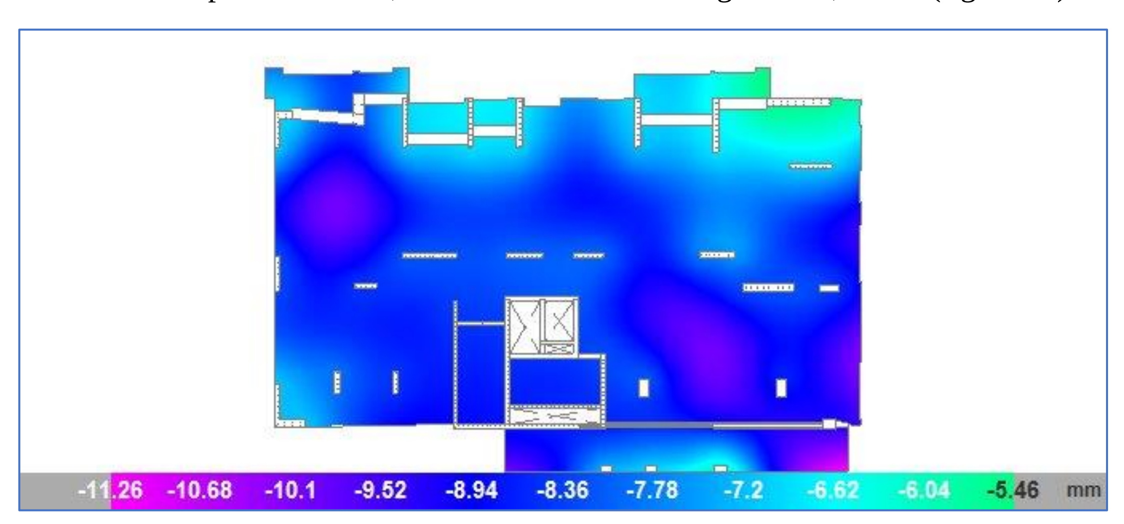



*Figure 94 Cartographie de la flèche, plancher haut 1er étage, variante du plancher-dalle, CYPECAD*

Pour la variante de la dalle réticulée, la flèche maximale est égale à 9,81 mm (figure 95) :

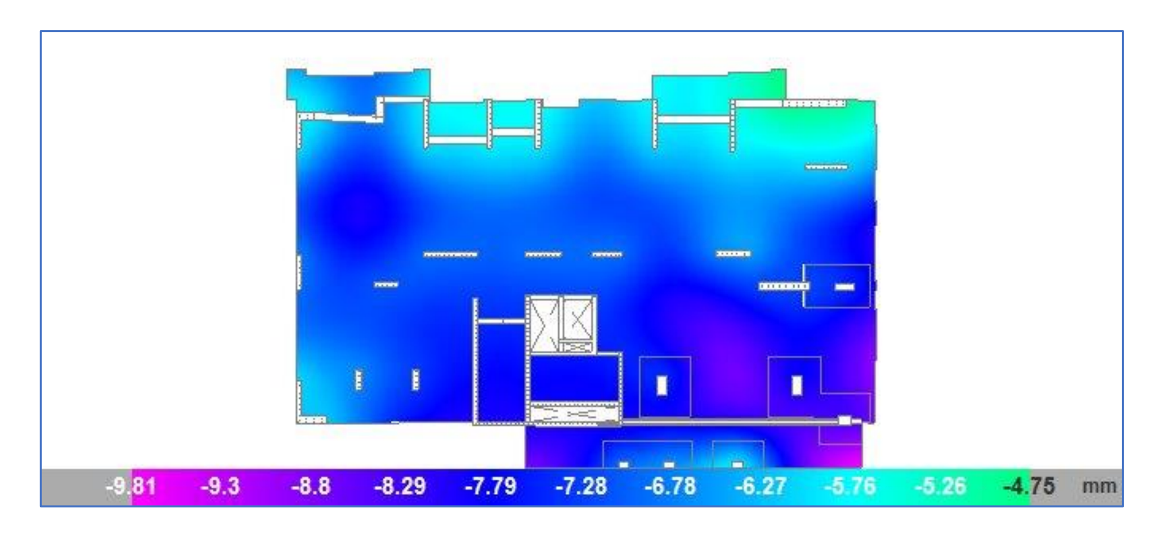



*Figure 95 Cartographie de la flèche, plancher haut du 1er étage, variante de la dalle réticulée, CYPECAD*

On remarque que les planchers réticulés (figure 95) présente des flèches plus faibles que le plancher-dalle (figure 94).

### 2. Poids des planchers :

Le poids de la dalle réticulée est inférieur à celui du plancher-dalle (tableau 42), elle permet donc de réaliser une économie sur les différents matériaux utilisés pour la construction des éléments porteurs. La quantité d'armatures nécessaires pour la résistance des éléments porteurs ainsi que les fondations est inférieure à celle correspondant à la variante plancher-dalle.

Le tableau 42 donne le poids du plancher-haut du 1$^{er}$ étage (sans balcons) pour chaque variante :

| | Variante 1 : Plancher-dalle en BA | Variante 2 : Dalle réticulée |
|---|---|---|
| Epaisseur (m) | 0,3 | 0,4 |
| Poids du plancher (t) | 126,6 | 93,65 |

*Tableau 42 Comparaison des poids des planchers*

## III. Etude quantitative :

Les ratios de l'ouvrage dépendent évidemment du type d'éléments structuraux adoptés et en particulièrement du type de dalles vu que le poids des planchers varie d'un type à l'autre. La structure est plus allégée sous la variante « dalle réticulée » que celle du « plancher-dalle ». Donc d'une part, le volume du béton nécessaire est diminué, d'autre part, la section d'armatures nécessaire pour la résistance des différents éléments porteurs est optimisée.

L'Etude quantitative se base sur les différents ratios obtenus du béton (volume en m$^3$) et de l'acier (masse en kg).

Les différents résultats sont déterminés à partir de l'étude effectuée sur logiciel CYPEDCAD.

Notes :

- Barres : les valeurs indiquées tiennent compte des chutes ;
- Surface totale : les ouvertures de surface ont été déduites ;
- La mesure des armatures de bases des dalles et des panneaux est approximative.

## 1. Variante de la dalle réticulée :

Le total des résultats des ratios pour tout le bâtiment pour la variante de la dalle réticulée est résumé dans le tableau 43:

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Dalles de fondation | - | 942.99 | 754.560 | 34060 |
| Armature de base | - | - | - | 18041 |
| Planchers sur poutrelles | - | 462.53 | 46.750 | 983 |
| Planchers réticulés | - | 7967.63 | 1474.480 | 70627 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 4144 |
| Planchers-dalles | - | 1426.79 | 351.770 | 27799 |
| Poutres | 1355.50 | 948.52 | 245.350 | 19900 |
| Murs en béton armé | - | 10909.39 | 1416.040 | 97092 |
| Poteaux | 793.46 | - | 98.150 | 11597 |
| Total | - | 22657.85 | 4387.100 | 284243 |
| Indices (par m²) | - | - | 0.372 | 24.11 |
| Surface totale: 11788.28 m² | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 43039 Uté. | | | | |

*Tableau 43 Total des rations de l'ouvrage (béton et acier), variante dalle réticulée, CYPECAD*

**Remarque :**

L'élément plancher-dalle dans le tableau correspond aux dalles équivalentes aux escaliers.

## 2. Variante du plancher-dalle :

Le total des résultats des ratios pour tout le bâtiment pour la variante du plancher-dalle est résumé dans le tableau 44:

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Dalles de fondation | - | 942.99 | 942.990 | 42839 |
| Armature de base | - | - | - | 21377 |
| Planchers sur poutrelles | - | 462.53 | 46.750 | 1019 |
| Planchers-dalles | - | 9262.23 | 2630.300 | 317460 |
| Poutres | 1116.99 | 1052.47 | 241.930 | 30301 |
| Murs en béton armé | - | 10909.39 | 1416.040 | 170700 |
| Poteaux | 813.28 | - | 100.530 | 16641 |
| Total | - | 22643.90 | 5381.910 | 600641 |
| Indices (par m²) | - | - | 0.457 | 51.01 |
| Surface totale: 11774.33 m² | | | | |

*Tableau 44 Total des ratios de l'ouvrage (béton et acier), variante du plancher-dalle, CYPECAD*

Les ratios de l'ouvrage pour chaque étage pour les deux variantes sont présentés en annexe 10.

## 3. Comparaison :

D'après les résultats indiqués dans les tableaux 43 et 44, le volume total en matière première nécessaire pour la construction de ce bâtiment en planchers-dalles en BA dépasse largement celui nécessaire si on choisit d'adopter des planchers réticulés.

On remarque une économie de 316,4t d'acier, ce qui est énorme.

# IV. Etude économique :

Le type du plancher adopté (réticulé ou plancher-dalle) influence considérablement les ratios des matériaux utilisés dans l'intégralité de l'ouvrage et par suite, le budget global de l'ouvrage.

La modélisation de la structure par logiciel CYPECAD a permis d'avoir une idée sur le budget à prévoir pour chaque variante :

## 1. Résumé de budget de la variante : dalle réticulée :

Le résumé de budget pour la variante « dalle réticulée » est présenté dans le tableau 45 :

| Elément de la structure | quantité | prix unitaire ( dirhams) | Montant |
|---|---|---|---|
| Fondations. | 754.56 $m^3$ | 1773.5 | 1338004 |
| Structures enterrées et semi-enterrées. | - | - | 245 641 |
| Murs. | 1416.04 $m^3$ | 2247 | 3182145 |
| Poteaux et poutres. | 449.2 $m^3$ | 1680.5 | 754936 |
| Planchers réticulés | 7967.63 $m^2$ | 733.5 | 5844837 |
| Planchers. Dalles (escaliers) | 351.77 $m^3$ | 2220 | 780930 |
| Total | - | - | 11900852 |

*Tableau 45 Résumé de budget, variante de la dalle réticulée*

**NB :** les prix unitaires tiennent compte du béton et des armatures.

## 2. Résumé de budget de la variante : Plancher-dalle :

Le résumé de budget pour la variante « plancher-dalle » est présenté dans le tableau 46:

| Elément de la structure | quantité ($m^3$) | prix unitaire (dirhams) | Montant |
|---|---|---|---|
| Fondations. | 942.99 | 1728.5 | 1629940.77 |
| Structures enterrées et semi-enterrées. | - | - | 384 678,12 |
| Murs. | 1416.04 | 2701 | 3824800.94 |
| Poteaux, poutres et ossatures. | 449.2 | 1680.5 | 754936.66 |
| Planchers. | 2818.3 | 2689 | 7578114.62 |
| Total | - | - | 14 347 855,00 |

*Tableau 46 Résumé de budget, variante du plancher-dalle en béton armé*

**NB :** les prix unitaires tiennent compte du béton et des armatures.

### 3. Comparaison des budgets :

#### 3.1.Comparaison du budget des planchers :

Pour la variante « plancher-dalle », le budget à prévoir d'après l'analyse budgétaire fournie par CYPECAD s'élève à 7 578 114,62 DHS contre 5 844 837,57DHS pour la variante « dalle réticulée ». Soit une économie de 29,65 %.

#### 3.2.Comparaison du budget global :

Pour la variante « plancher-dalle », le budget global à prévoir pour l'intégralité de la structure et du gros œuvre s'élève à 14 347 855,00 DHS contre 11 900 852,00DHS pour la variante « dalle réticulée ». Soit une économie de 17,1 % du budget.

## V. Critères environnementaux :

L'utilisation de béton de ciment est source de multiple dégradation de l'environnement, la clinkérisation (production du clinker qui fait partie de la composition des liants) est responsable d'approximativement 5% des émissions de gaz à effet de serre anthropiques, principaux responsables du réchauffement climatique [19].

L'acier contribue également au réchauffement climatique par émission du $CO_2$ lors des procédés de sa fabrication. Réduire l'impact environnemental des travaux du bâtiment revient donc à réduire les matériaux mis en œuvre dans la construction.

Selon l'Association de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie :

- Pour un mètre cube de béton, 880kg d'équivalent CO2 sont produits.
- Pour une tonne d'acier, 3667kg d'équivalent CO2 sont produits.

Ainsi, pour notre projet, nous aurons les quantités d'équivalent CO2 par m² présentées dans le tableau 47 :

| | | | |
|---|---|---|---|
| Variantes | | | |
| Plancher-dalle en BA | | | |
| Béton (m3) | Équivalent CO2 (Kg) | Acier (t) | Équivalent CO2 (kg) |
| 5381,91 | 4736080,8 | 600,641 | 2202550,547 |
| Total équivalent CO2 (Kg) | | | |
| 6938631,347 | | | |
| Total équivalent CO2 (Kg/m2) | | | |
| 589,214 | | | |
| | | | |
| Dalle réticulée | | | |
| Béton (m3) | Équivalent CO2 (Kg) | Acier (t) | Équivalent CO2 (kg) |
| 4571,2 | 4022656 | 283,094 | 1038105,698 |
| | Équivalent CO2 (Kg/m2) | | Équivalent CO2 (Kg/m2) |
| Total équivalent CO2 (Kg) | | | |
| 5060761,698 | | | |

| Total équivalent CO2 (Kg/m2) |
|---|
| 429,485 |

*Tableau 47 Equivalents en CO2 émis par le projet pour chaque variante*

Ainsi, la construction de la structure sous la variante du plancher-dalle est évidemment plus nuisible à l'environnement et contribue avec une part plus importante aux émissions du $CO_2$ que celle de la dalle réticulée qui nécessite moins de matériaux de construction (béton et acier) et par suite contribue moins aux émissions des GES.

# Conclusion

Notre projet de fin d'études s'est intéressé à la conception et au dimensionnement d'un bâtiment R+15 avec deux sous-sols ainsi qu'à l'étude comparative de deux variantes de plancher proposées après avoir examiné plusieurs types de plancher possibles et choisi les deux variantes : Plancher-dalle en béton armé et dalle réticulée, censées convenir aux différentes contraintes du projet.

Le choix optimal d'un système de plancher repose sur quatre critères fondamentaux : Critère de résistance, critère de flèche, critère économique et critère environnemental, tout en s'adaptant aux différentes contraintes architecturales et exigences du maître d'ouvrage.

Le calcul d'un système de planchers sans poutres, conception retenue pour notre cas, doit impérativement tenir compte du problème de poinçonnement par recours à des dispositions constructives lorsque les règles de résistance ne sont pas vérifiées.

La modélisation du bâtiment pour l'étude des deux variantes de planchers et le calcul des différents éléments porteurs est effectuée à l'aide des deux logiciels de calcul par éléments finis afin de s'assurer des différents résultats obtenus. Le logiciel CYPECAD 2019 facilite la comparaison des deux variantes vu qu'il permet d'obtenir les différents résultats relatifs aux études quantitative et économique du projet.

La comparaison des deux variantes a permis d'aboutir aux conclusions et recommandations suivantes :

- L'adoption d'un système de dalles réticulées permet d'effectuer des économies majeures en termes de matière première (béton et acier) et de mains d'œuvre, les délais d'exécution sont plus réduits et par suite le budget l'est aussi.
- Les flèches sont réduites pour le cas des dalles réticulées.
- Les dalles réticulées permettent de franchir de plus grandes portées.
- La dalle réticulée est la solution la plus écologique.

# Bibliographie

[1] D. d. l. q. e. d. a. t. Ministère de l'habitat et de la politique de la ville, Le réglement de construction parasismique, RPS 2000-version 2011.

[2] AFNOR, *Norme NF P 06-001 - Charges d'exploitation des bâtiments*, juin 1986.

[3] AFNOR, *Norme NF P 06-004 - Bases de calcul des constructions - Charges permanentes et charges d'exploitation dues aux forces de pesanteur,* mai 1997.

[4] a. s. Ooreka, «Les différents types de planchers en béton,» [En ligne]. Available: https://construction-maison.ooreka.fr/astuce/voir/623171/les-differents-types-de-planchers-en-beton.

[5] *Règles BAEL 91 révisées 99* (DTU P 18-708), 2000.

[6] D. F. Regalado (citation).

[7] P. C. C. N. J. S. e. H. T. Lucien Boutonnet, *La précontrainte dans le bâtiment*, SEDIP.

[8] C. Ingenieros, «*Planchers réticulés dans CYPECAD*».

[9] Normes espagnoles, Avant l'apparition de l'EHE.

[10] Normes espagnoles E.H.E, 1999.

[11] [En ligne]. Available: https://www.univ-chlef.dz/FGCA/wp-content/uploads/2017/03/CHAPITRE3-CONTREVENTEMENTS-2016.pdf.

[12] V. Davidovici, *La construction en zone sismique*.

[13] Règles NV 65, CSTB, 02/2009.

[14] Y. MIRZAEI. [En ligne]. Available: https://ibeton.epfl.ch/Recherche/ProgressiveCollapse/default.asp.

[15] J. P. e. J. Roux, *Pratique du BAEL 91,* EYROLLES, Quatrième édition.

[16] DTU (Document Technique Unifié) 23.1 *Murs en béton banché*, 1993.

[17] *Règles de construction parasismique PS 92*.

[18] A. BOUAFIA, Génie Civil, *Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*, Pages Bleues Internationales .

[19] Wikipédia, «*Béton, Impact environnemental*,» [En ligne]. Available: https://fr.wikipedia.org/wiki/B%C3%A9ton#Impact_environnemental.

[20] «Ronveaux,» [En ligne]. Available: http://www.ronveaux.com/fr/metiers/construction/batiments-metier/poteaux-

colonnes/item/poteaux-colonnes.html.

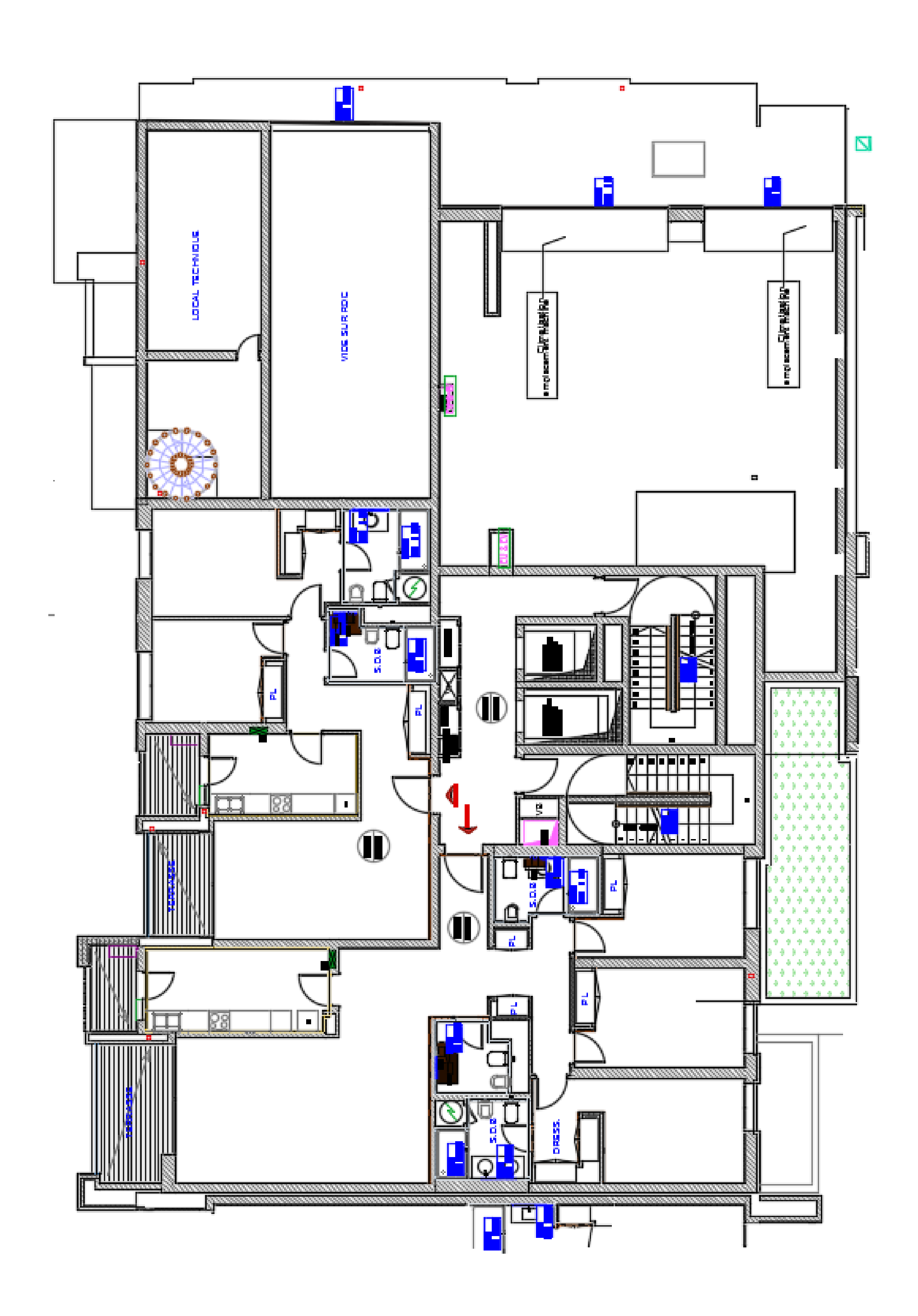
[21] DTU 23.1/4,224.

[22] PS 92 ; article 11.8.2.1.4.

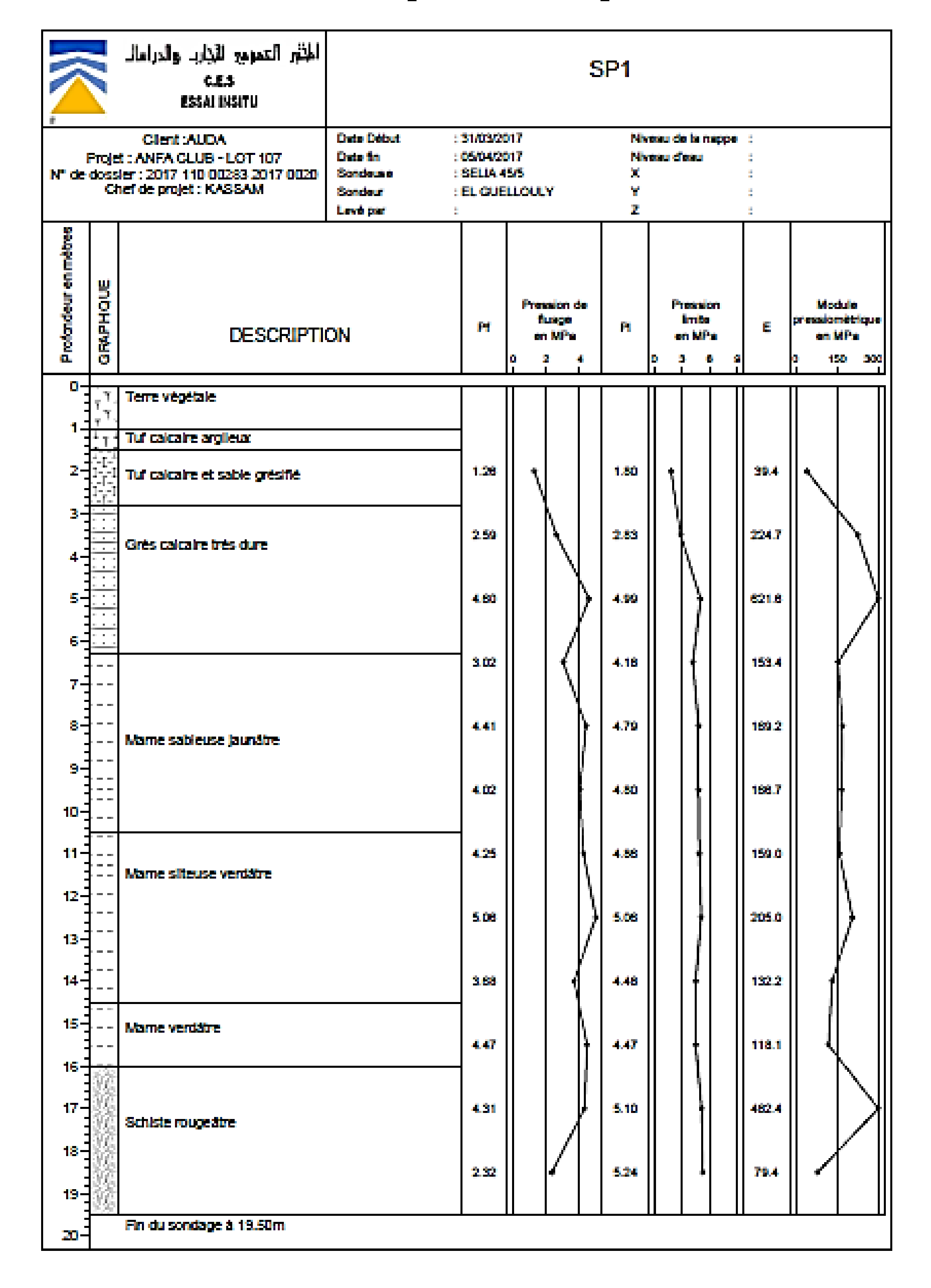
[23] «Wikipédia».

# Annexes

## Annexe 1 Plan architectural du plancher-haut 1er étage



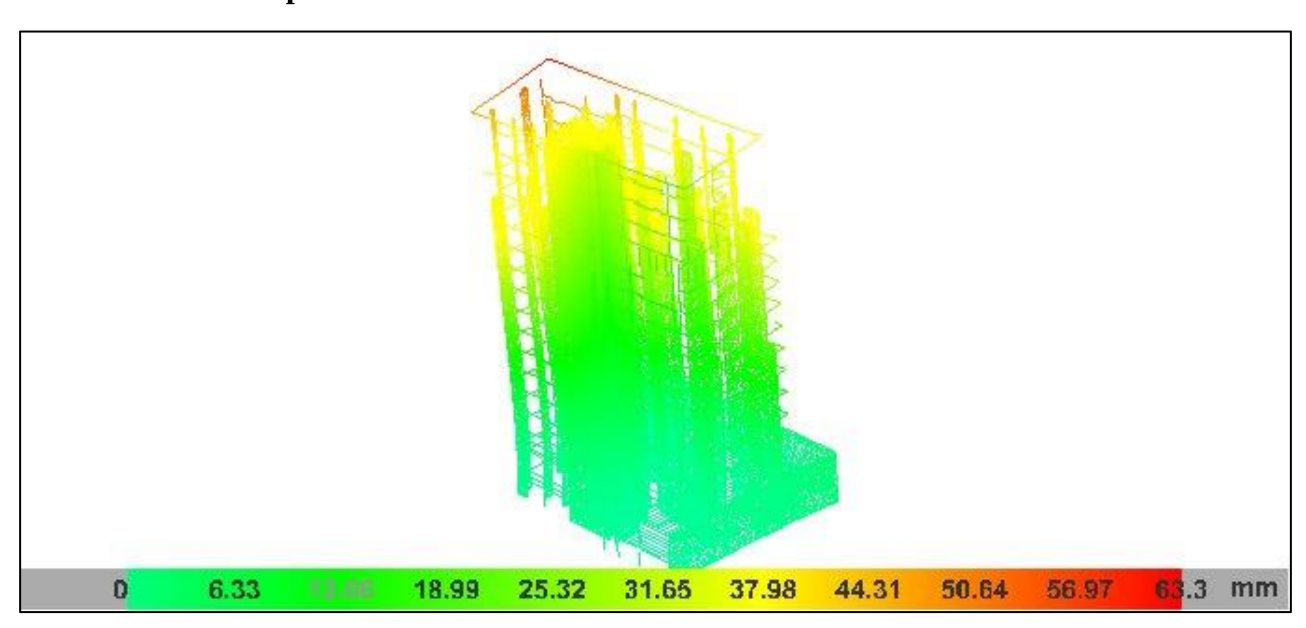
# Annexe 2 Résultats de l'essai pressiométrique



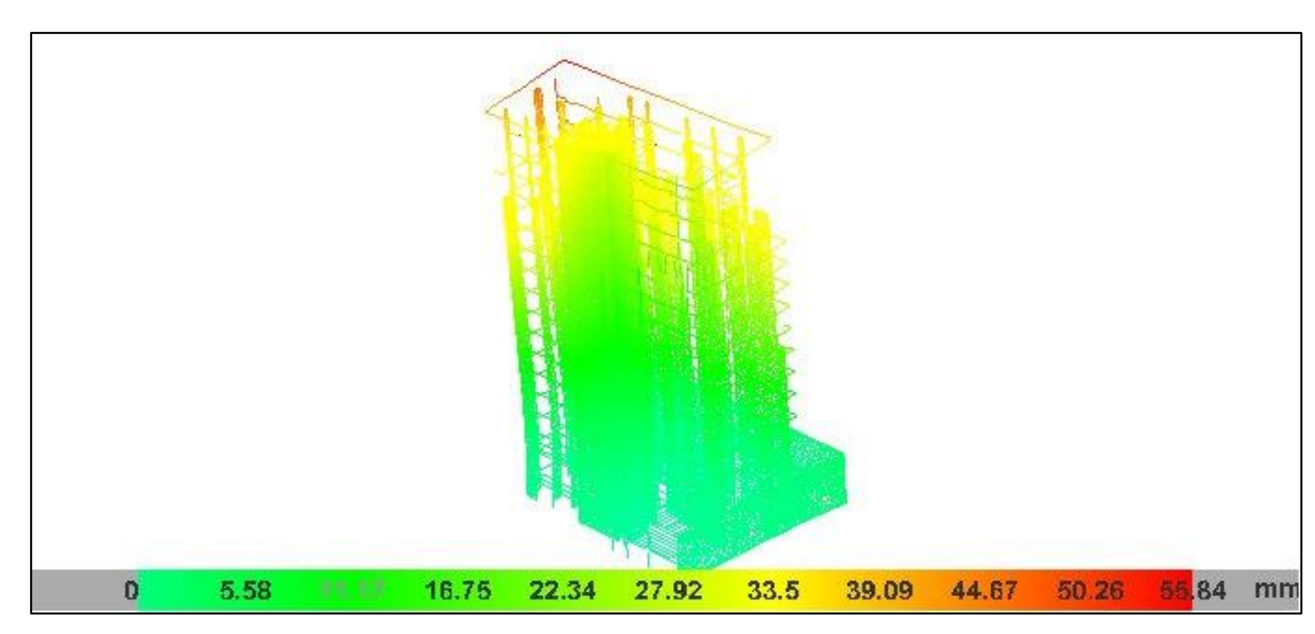
# Annexe 3 Déformés du bâtiment dans le mode le plus défavorable

**Mode 2, Séisme X :**

- **Variante du plancher-dalle en béton armé :**

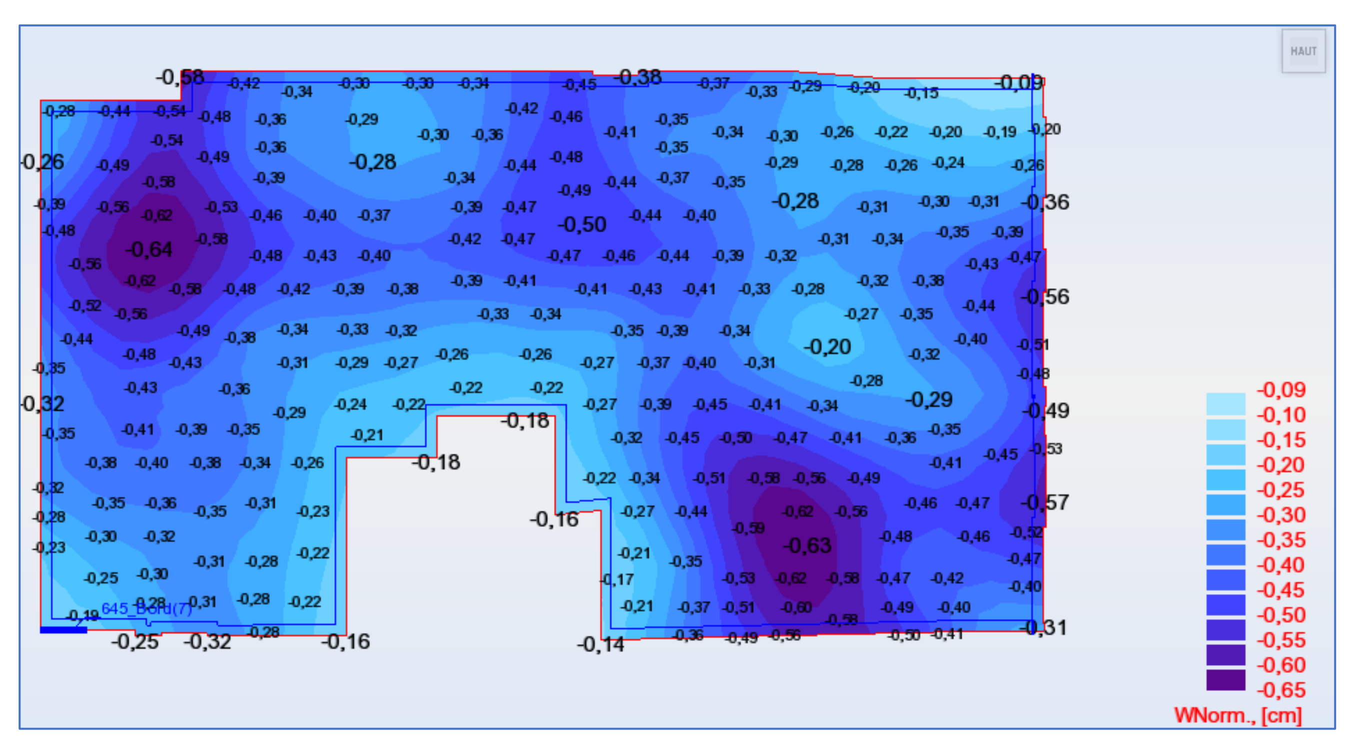



- **Variante de la dalle réticulée :**

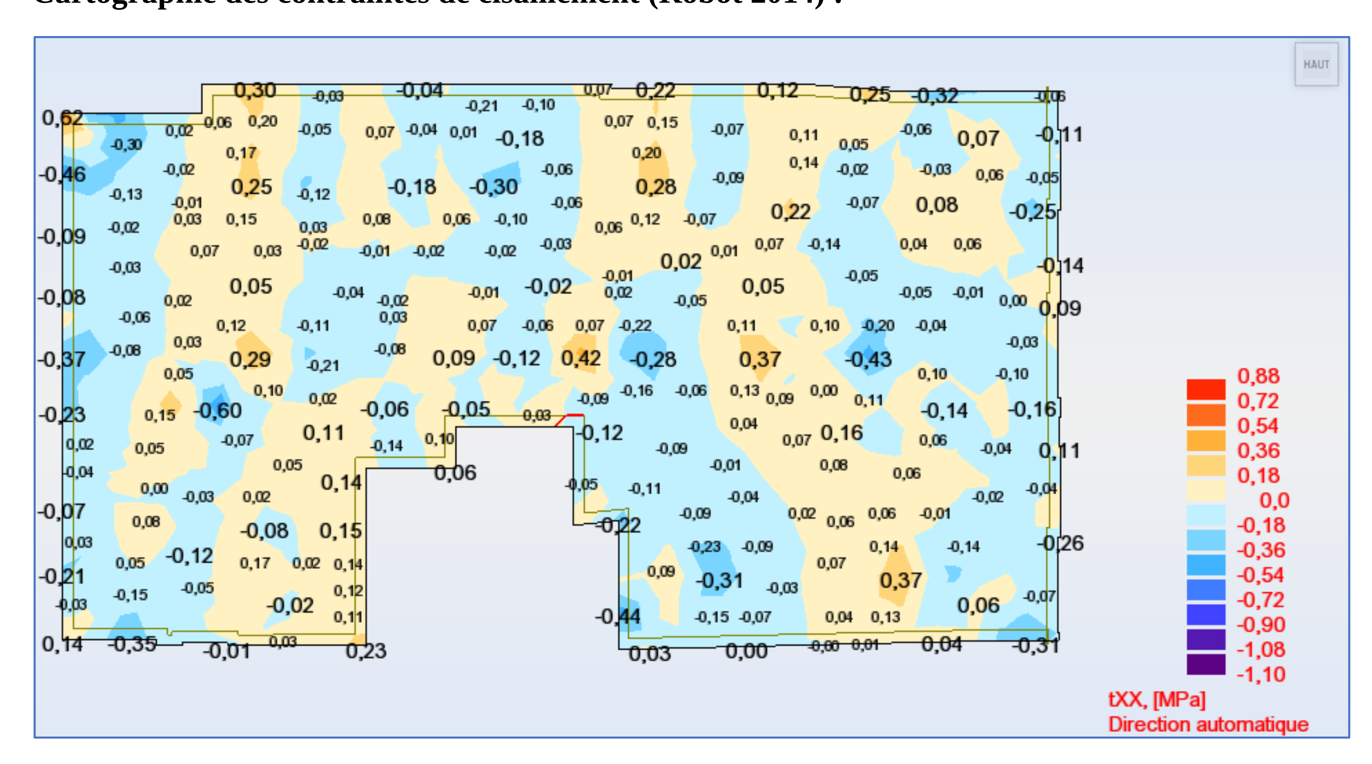


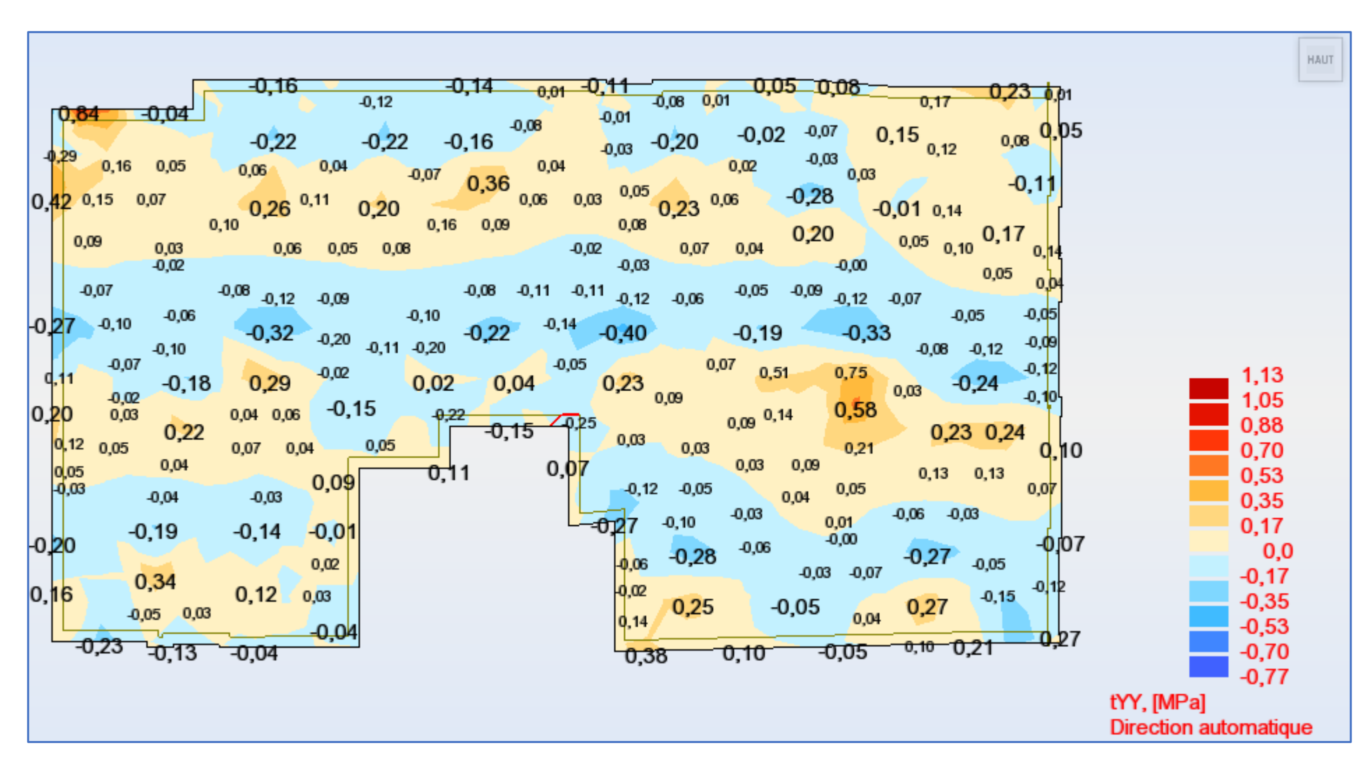
# Annexe 4 Cartographies de la flèche, des contraintes de cisaillement, de l'effort tranchant et du ferraillage $A_x$ (+) :

### Cartographie de la flèche (Robot 2014) :

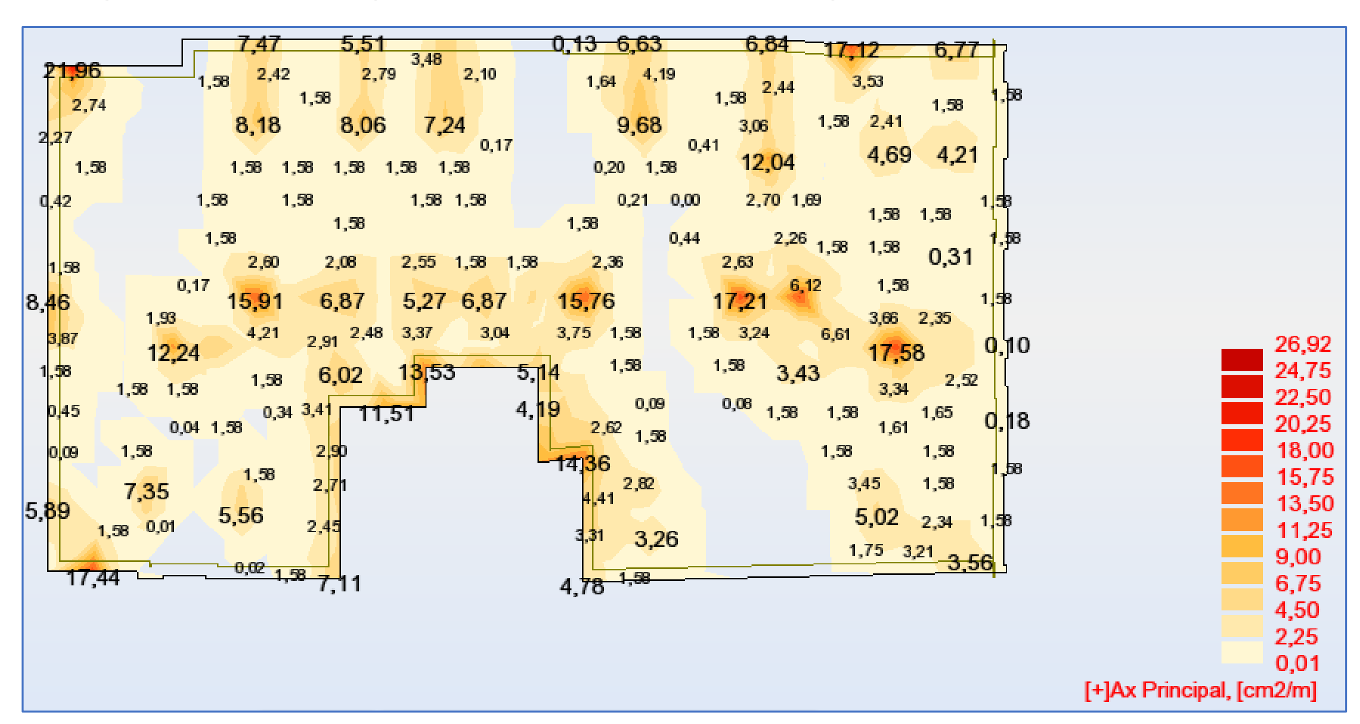



### Cartographie des contraintes de cisaillement (Robot 2014) :



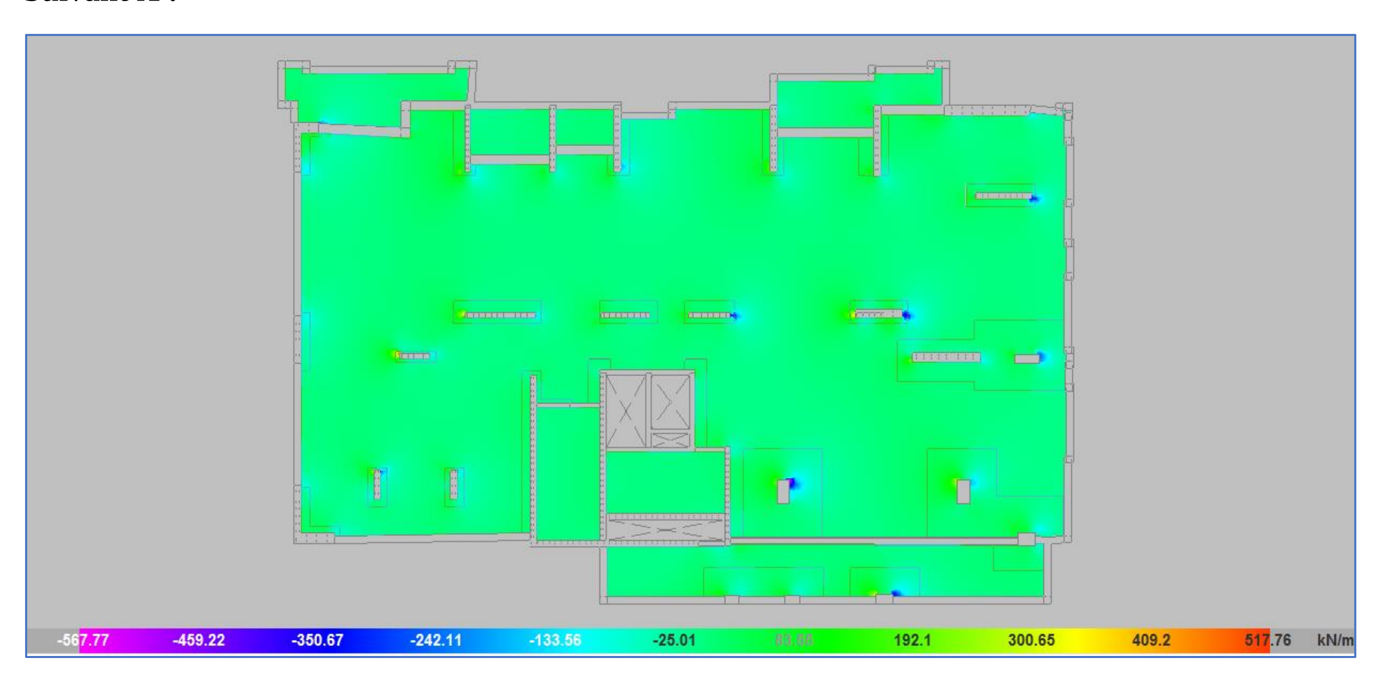



**Cartographie du ferraillage $A_x$ (+) du plancher-haut 1er étage (Robot 2014) :**

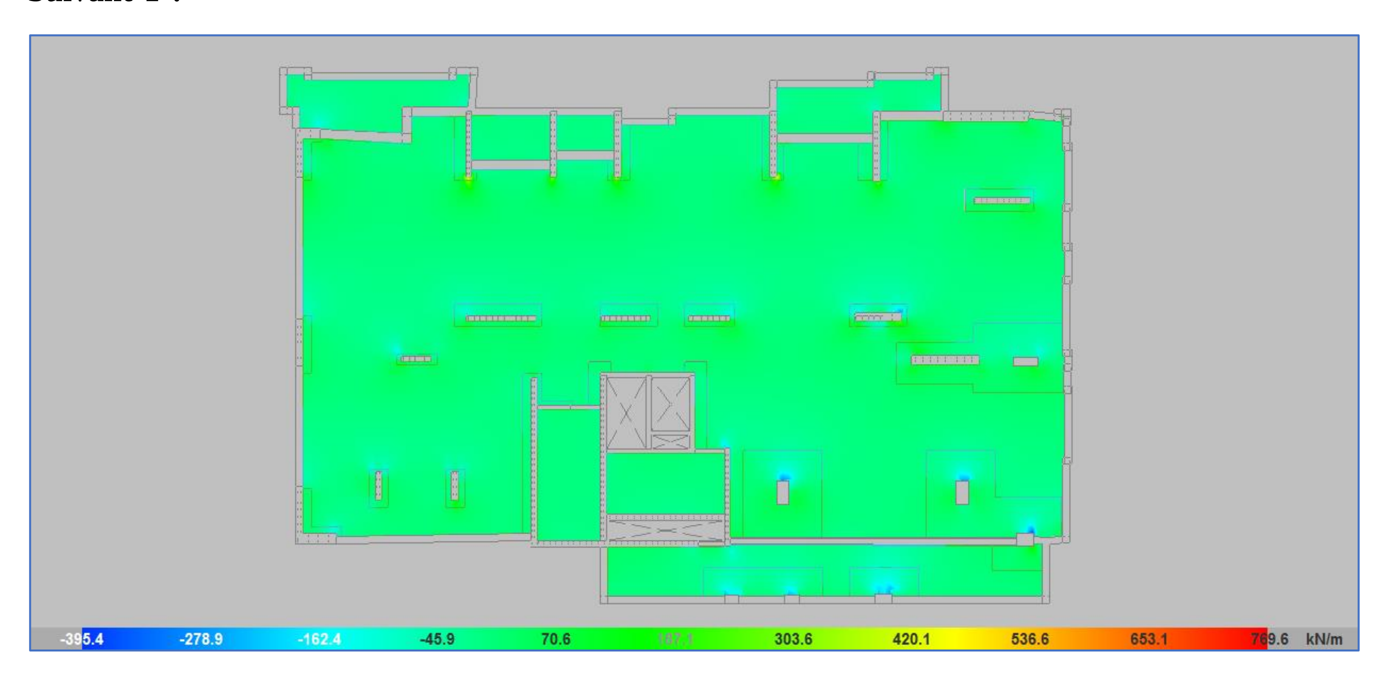


**Cartographie de l'effort tranchant du plancher-haut 1er étage (dalle réticulée) (CYPECAD) :**

**Suivant X :**




**Suivant Y :**



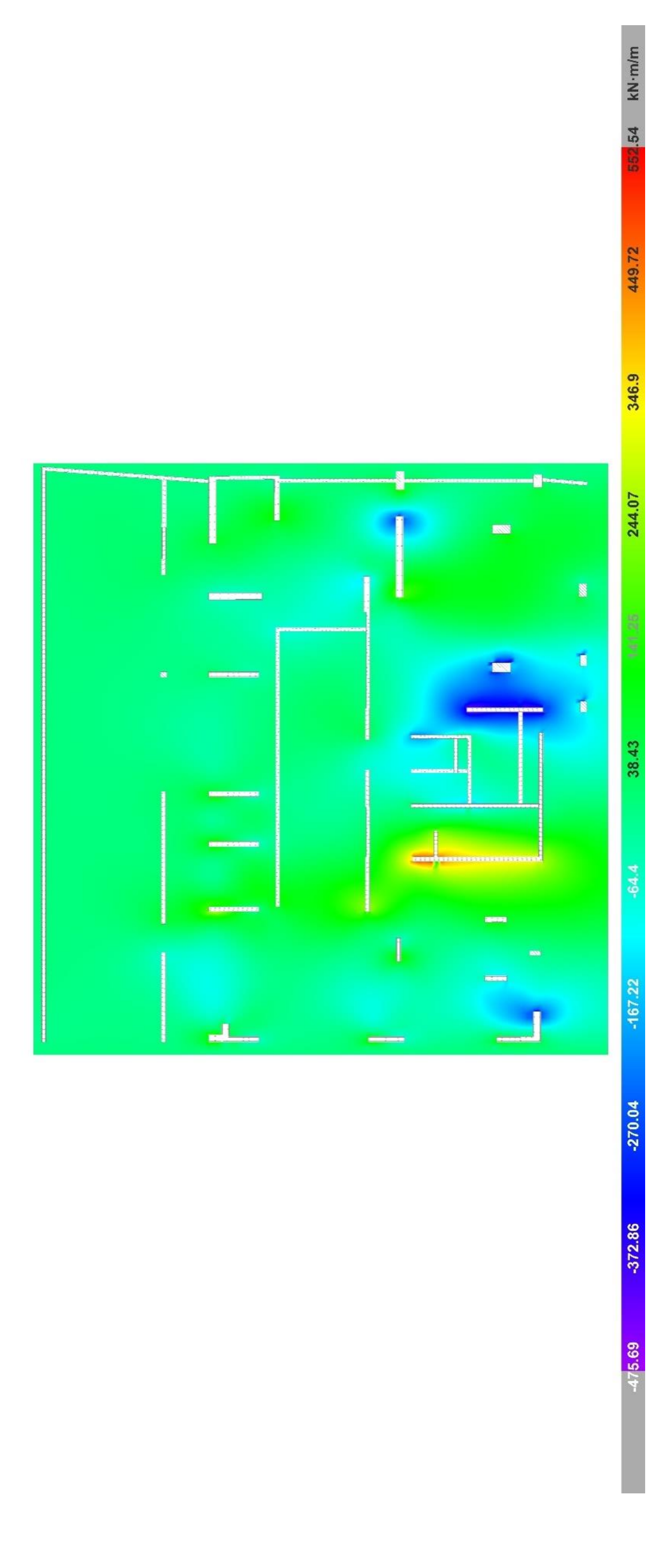
# Annexe 5 Plans de ferraillage du plancher-haut 1er étage pour les deux variantes des dalles donnés par CYPECAD 2019

# Annexe 6 Détails de ferraillage du voile du 2ème sous-sol calculé par CYPECAD 2019 pour les deux variantes

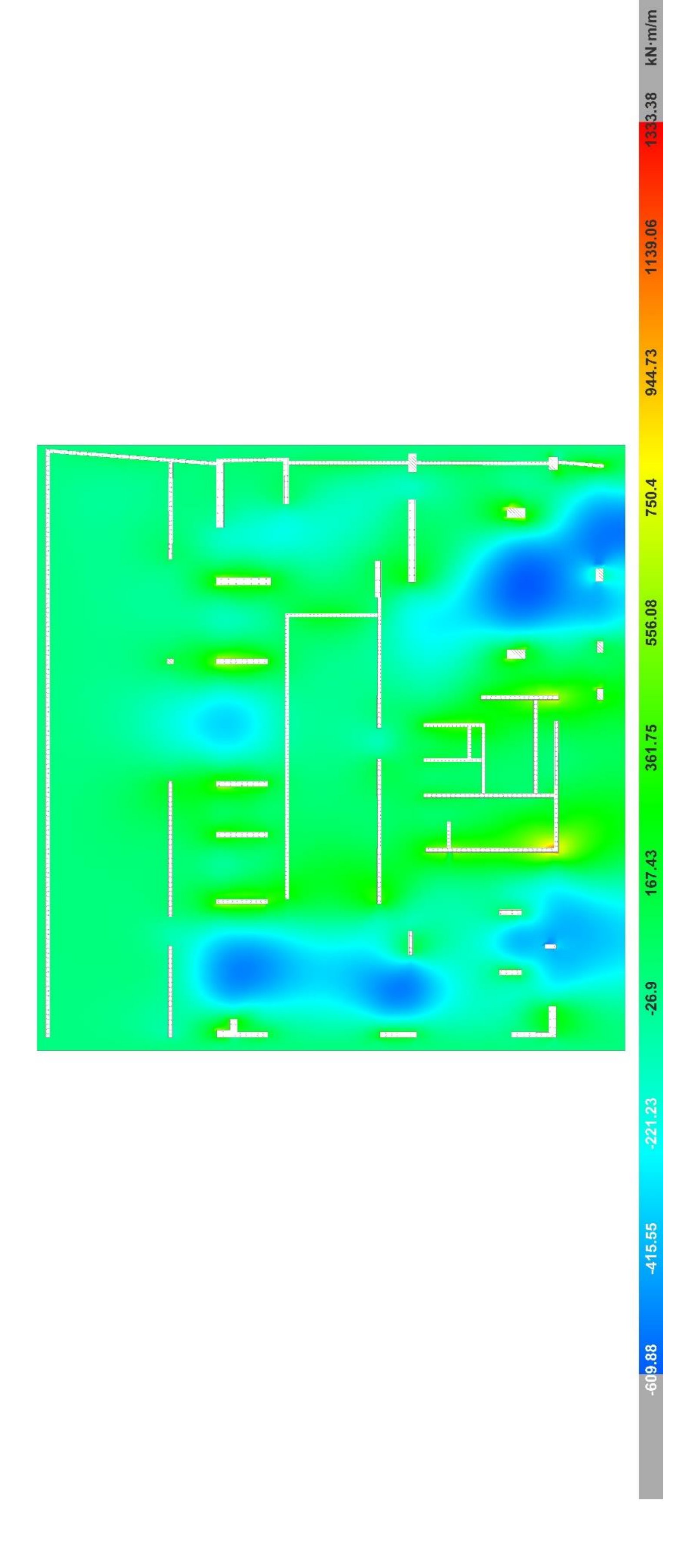
# Annexe 7 Ferraillage du poteau Pg4 à l'aide de CYPECAD pour les deux variantes

# Annexe 8 Vérification du soulèvement du radier

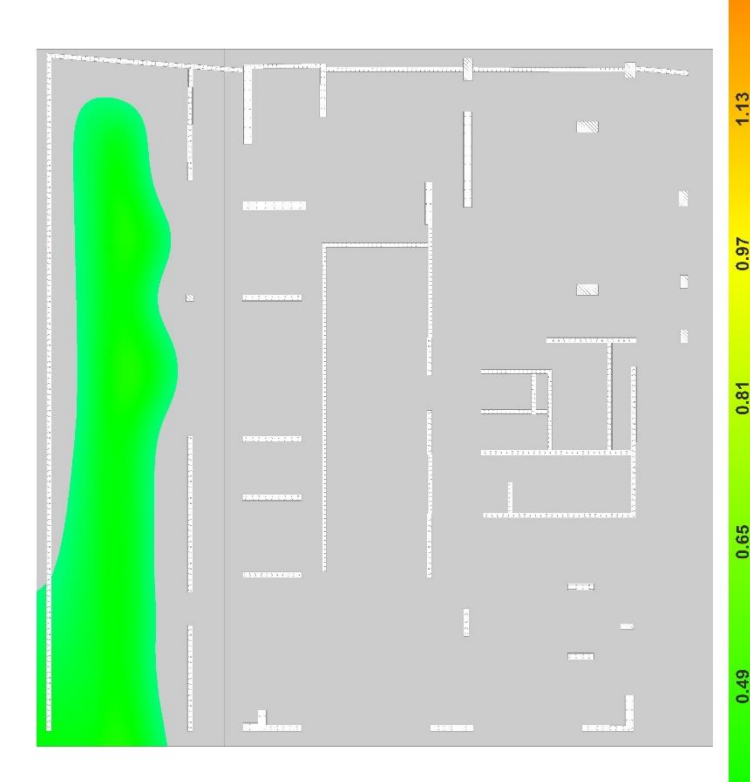
**Cartographie des moments déstabilisants :**



**Cartographie des moments stabilisants :**



**Cartographie du soulèvement du radier :**



# Annexe 9 Plans de ferraillage du radier pour les deux variantes par CYPECAD

# Annexe 10 Ratios de chaque étage pour chaque variante

Les différents ratios sont présentés dans les tableaux suivants pour chaque étage :

**Ratios de l'ouvrage, variante « dalle réticulée » :**

- **Fondation**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Dalles de fondation | - | 942.99 | 754.560 | 34060 |
| Armature de base | - | - | - | 18041 |
| Poutres | 178.93 | 47.92 | 49.810 | 3670 |
| **Total** | **-** | **990.91** | **804.370** | **55771** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.809** | **56.13** |
| **Surface totale: 993.67 m²** | | | | |

- **2ème sous-sol :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers sur poutrelles | - | 462.53 | 46.750 | 983 |
| Planchers-dalles | - | 264.56 | 63.110 | 5391 |
| Poutres | 104.00 | 114.86 | 29.020 | 2731 |
| Murs en béton armé | - | 1077.30 | 134.194 | 15153 |
| Poteaux | 45.31 | - | 6.140 | 1549 |
| **Total** | **-** | **1919.25** | **279.214** | **25807** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.331** | **30.55** |
| **Surface totale: 844.70 m²** | | | | |

- **1er sous-sol :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 725.90 | 171.980 | 13568 |
| Poutres | 111.42 | 116.05 | 29.510 | 2569 |
| Murs en béton armé | - | 1807.47 | 225.147 | 15934 |
| Poteaux | 82.58 | - | 11.190 | 1575 |
| **Total** | **-** | **2649.42** | **437.827** | **33646** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.518** | **39.83** |
| **Surface totale: 844.70 m²** | | | | |

- **RDC :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 334.59 | 56.230 | 2649 |
| Planchers-dalles | - | 26.76 | 5.350 | 391 |
| Poutres | 75.99 | 48.08 | 12.070 | 929 |
| Murs en béton armé | - | 552.00 | 75.132 | 4696 |
| Poteaux | 77.33 | - | 11.410 | 1840 |
| **Total** | **-** | **961.43** | **160.192** | **10505** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.389** | **25.51** |
| **Surface totale: 411.85 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 1867 Uté. | | | | |

- **1er étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 562.78 | 104.240 | 4632 |
| Armature de base des | - | - | - | 249 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| panneaux | | | | |
| Planchers-dalles | - | 26.76 | 5.350 | 383 |
| Poutres | 74.05 | 36.97 | 8.150 | 504 |
| Murs en béton armé | - | 552.00 | 75.132 | 4630 |
| Poteaux | 16.51 | - | 1.930 | 148 |
| **Total** | **-** | **1178.51** | **194.802** | **10546** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.310** | **16.77** |
| **Surface totale: 628.93 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 2981 Uté. | | | | |

- **2ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 551.57 | 100.550 | 4741 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 199 |
| Planchers-dalles | - | 26.76 | 8.030 | 608 |
| Poutres | 55.68 | 38.87 | 5.500 | 450 |
| Murs en béton armé | - | 547.39 | 73.249 | 4535 |
| Poteaux | 42.26 | - | 5.510 | 440 |
| **Total** | **-** | **1164.59** | **192.839** | **10973** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.311** | **17.72** |
| **Surface totale: 619.22 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 3007 Uté. | | | | |

- **3ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 551.53 | 100.420 | 4892 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 195 |
| Planchers-dalles | - | 26.76 | 8.030 | 616 |
| Poutres | 55.68 | 38.91 | 5.490 | 451 |
| Murs en béton armé | - | 547.39 | 73.249 | 4516 |
| Poteaux | 42.26 | - | 5.510 | 391 |
| **Total** | **-** | **1164.59** | **192.699** | **11061** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.311** | **17.86** |
| **Surface totale: 619.22 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 3011 Uté. | | | | |

- **4ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 551.63 | 100.820 | 4885 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 205 |
| Planchers-dalles | - | 26.76 | 8.030 | 617 |
| Poutres | 55.69 | 38.89 | 5.520 | 445 |
| Murs en béton armé | - | 547.39 | 73.249 | 4526 |
| Poteaux | 42.26 | - | 5.510 | 391 |
| **Total** | **-** | **1164.67** | **193.129** | **11069** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.312** | **17.87** |
| **Surface totale: 619.30 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 2982 Uté. | | | | |

- **5ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 537.15 | 97.670 | 4706 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 184 |
| Planchers-dalles | - | 27.11 | 8.080 | 624 |
| Poutres | 52.80 | 35.35 | 4.530 | 348 |
| Murs en béton armé | - | 547.39 | 73.249 | 4520 |
| Poteaux | 42.26 | - | 5.510 | 391 |
| **Total** | **-** | **1147.00** | **189.039** | **10773** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.314** | **17.91** |
| **Surface totale: 601.63 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 2891 Uté. | | | | |

- **6ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 552.09 | 100.880 | 5017 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 204 |
| Planchers-dalles | - | 26.76 | 8.030 | 618 |
| Poutres | 55.52 | 38.37 | 5.480 | 442 |
| Murs en béton armé | - | 539.43 | 71.578 | 4406 |
| Poteaux | 42.26 | - | 5.510 | 391 |
| **Total** | **-** | **1156.65** | **191.478** | **11078** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.309** | **17.89** |
| **Surface totale: 619.24 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 2994 Uté. | | | | |

- **7ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 552.09 | 100.880 | 5037 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 204 |
| Planchers-dalles | - | 26.76 | 8.030 | 614 |
| Poutres | 55.52 | 38.37 | 5.480 | 442 |
| Murs en béton armé | - | 539.43 | 71.578 | 4406 |
| Poteaux | 42.26 | - | 5.510 | 391 |
| **Total** | **-** | **1156.65** | **191.478** | **11094** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.309** | **17.92** |
| **Surface totale: 619.24 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 2994 Uté. | | | | |

- **8ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 552.13 | 102.250 | 4971 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 239 |
| Planchers-dalles | - | 26.76 | 8.030 | 614 |
| Poutres | 55.56 | 38.39 | 5.480 | 438 |
| Murs en béton armé | - | 539.43 | 71.578 | 4406 |
| Poteaux | 41.45 | - | 5.320 | 372 |
| **Total** | **-** | **1156.71** | **192.658** | **11040** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.311** | **17.83** |
| **Surface totale: 619.23 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 2967 Uté. | | | | |

- **9ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 550.74 | 101.840 | 4959 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 233 |
| Planchers-dalles | - | 26.76 | 8.030 | 615 |
| Poutres | 55.56 | 39.86 | 6.070 | 492 |
| Murs en béton armé | - | 539.43 | 71.578 | 4406 |
| Poteaux | 40.91 | - | 5.100 | 368 |
| **Total** | **-** | **1156.79** | **192.618** | **11073** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.311** | **17.88** |
| **Surface totale: 619.23 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 2951 Uté. | | | | |

- **10ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 548.88 | 126.510 | 5346 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 844 |
| Planchers-dalles | - | 26.76 | 8.030 | 621 |
| Poutres | 55.34 | 39.50 | 5.620 | 441 |
| Murs en béton armé | - | 569.87 | 76.145 | 5195 |
| Poteaux | 40.91 | - | 5.100 | 360 |
| **Total** | **-** | **1185.01** | **221.405** | **12807** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.358** | **20.70** |
| **Surface totale: 618.74 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 2305 Uté. | | | | |

- **11ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 471.54 | 99.550 | 4205 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 571 |
| Planchers-dalles | - | 27.11 | 8.080 | 617 |
| Poutres | 87.83 | 73.54 | 23.580 | 2245 |
| Murs en béton armé | - | 569.87 | 76.145 | 4867 |
| Poteaux | 91.14 | - | 8.160 | 2066 |
| **Total** | **-** | **1142.06** | **215.515** | **14571** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.375** | **25.32** |
| **Surface totale: 575.37 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 2086 Uté. | | | | |

- **12ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 398.67 | 76.560 | 3047 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 261 |
| Planchers-dalles | - | 26.76 | 5.350 | 389 |
| Poutres | 82.09 | 58.09 | 18.970 | 1404 |
| Murs en béton armé | - | 358.40 | 43.709 | 2636 |
| Poteaux | 31.05 | - | 3.150 | 287 |
| **Total** | **-** | **841.92** | **147.739** | **8024** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.305** | **16.55** |
| **Surface totale: 484.73 m²** | | | | |

| |
|---|
| Nº de blocs de plancher réticulé = 1938 Uté. |

- **13ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 380.96 | 77.150 | 2972 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 192 |
| Planchers-dalles | - | 26.76 | 5.350 | 388 |
| Poutres | 57.83 | 45.68 | 12.430 | 926 |
| Murs en béton armé | - | 358.40 | 43.709 | 2635 |
| Poteaux | 23.64 | - | 2.470 | 222 |
| **Total** | **-** | **811.80** | **141.109** | **7335** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.311** | **16.14** |
| **Surface totale: 454.33 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 1939 Uté. | | | | |

- **14ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 381.21 | 77.550 | 3144 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 202 |
| Planchers-dalles | - | 26.76 | 8.030 | 618 |
| Poutres | 56.75 | 45.43 | 12.140 | 915 |
| Murs en béton armé | - | 358.40 | 43.709 | 2632 |
| Poteaux | 23.64 | - | 2.470 | 222 |
| **Total** | **-** | **811.80** | **143.899** | **7733** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.317** | **17.02** |
| **Surface totale: 454.33 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 1929 Uté. | | | | |

- **15ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers réticulés | - | 490.07 | 51.380 | 5424 |
| Armature de base des panneaux | - | - | - | 162 |
| Planchers-dalles | - | 34.23 | 6.850 | 507 |
| Poutres | 29.26 | 15.39 | 0.500 | 58 |
| Murs en béton armé | - | 358.40 | 43.709 | 2993 |
| Poteaux | 25.43 | - | 2.650 | 193 |
| **Total** | **-** | **898.09** | **105.089** | **9337** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.194** | **17.27** |
| **Surface totale: 540.62 m²** | | | | |
| Nº de blocs de plancher réticulé = 4197 Uté. | | | | |

**Ratios de l'ouvrage, variante « plancher-dalle » :**

**Les différents ratios sont présentés dans les tableaux suivants pour chaque étage :**

- **Fondation**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Dalles de fondation | - | 942.99 | 942.990 | 42839 |
| Armature de base | - | - | - | 21377 |
| Poutres | 126.10 | 47.92 | 49.810 | 3966 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Total** | **-** | **990.91** | **992.800** | **68182** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.999** | **68.62** |
| **Surface totale: 993.67 m²** | | | | |

- **2ème sous-sol :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers sur poutrelles | - | 462.53 | 46.750 | 1019 |
| Planchers-dalles | - | 264.56 | 63.110 | 6486 |
| Poutres | 104.00 | 114.86 | 29.020 | 3227 |
| Murs en béton armé | - | 1077.30 | 134.194 | 36524 |
| Poteaux | 45.31 | - | 6.140 | 2162 |
| **Total** | **-** | **1919.25** | **279.214** | **49418** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.331** | **58.50** |
| **Surface totale: 844.70 m²** | | | | |

- **1er sous-sol :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 725.90 | 171.980 | 17711 |
| Poutres | 111.42 | 116.05 | 29.510 | 3154 |
| Murs en béton armé | - | 1807.47 | 225.147 | 38766 |
| Poteaux | 82.58 | - | 11.190 | 2056 |
| **Total** | **-** | **2649.42** | **437.827** | **61687** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.518** | **73.03** |
| **Surface totale: 844.70 m²** | | | | |

- **RDC :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 357.94 | 98.450 | 10010 |
| Poutres | 72.25 | 51.49 | 11.990 | 1416 |
| Murs en béton armé | - | 552.00 | 75.132 | 11475 |
| Poteaux | 78.21 | - | 11.540 | 2478 |
| **Total** | **-** | **961.43** | **197.112** | **25379** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.479** | **61.62** |
| **Surface totale: 411.85 m²** | | | | |

- **1er étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 585.62 | 168.540 | 20068 |
| Poutres | 61.70 | 40.89 | 8.300 | 915 |
| Murs en béton armé | - | 552.00 | 75.132 | 8850 |
| Poteaux | 17.11 | - | 2.000 | 144 |
| **Total** | **-** | **1178.51** | **253.972** | **29977** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.404** | **47.66** |
| **Surface totale: 628.93 m²** | | | | |

- **2ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 571.13 | 167.420 | 21066 |
| Poutres | 41.41 | 46.07 | 5.820 | 937 |
| Murs en béton armé | - | 547.39 | 73.249 | 7792 |
| Poteaux | 43.81 | - | 5.700 | 712 |
| **Total** | **-** | **1164.59** | **252.189** | **30507** |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.407** | **49.27** |
| **Surface totale: 619.22 m²** | | | | |

- **3ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 571.09 | 167.410 | 22036 |
| Poutres | 41.40 | 46.11 | 5.790 | 1025 |
| Murs en béton armé | - | 547.39 | 73.249 | 6949 |
| Poteaux | 43.81 | - | 5.700 | 653 |
| **Total** | **-** | **1164.59** | **252.149** | **30663** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.407** | **49.52** |
| **Surface totale: 619.22 m²** | | | | |

- **4ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 571.21 | 167.440 | 22502 |
| Poutres | 41.42 | 46.07 | 5.820 | 1085 |
| Murs en béton armé | - | 547.39 | 73.249 | 6436 |
| Poteaux | 43.81 | - | 5.700 | 613 |
| **Total** | **-** | **1164.67** | **252.209** | **30636** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.407** | **49.47** |
| **Surface totale: 619.30 m²** | | | | |

- **5ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 558.83 | 164.560 | 22305 |
| Poutres | 39.37 | 40.78 | 4.740 | 854 |
| Murs en béton armé | - | 547.39 | 73.249 | 6127 |
| Poteaux | 43.81 | - | 5.700 | 613 |
| **Total** | **-** | **1147.00** | **248.249** | **29899** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.413** | **49.70** |
| **Surface totale: 601.63 m²** | | | | |

- **6ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 571.61 | 167.520 | 22330 |
| Poutres | 41.28 | 45.61 | 5.800 | 1048 |
| Murs en béton armé | - | 539.43 | 71.578 | 5823 |
| Poteaux | 43.81 | - | 5.700 | 613 |
| **Total** | **-** | **1156.65** | **250.598** | **29814** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.405** | **48.15** |
| **Surface totale: 619.24 m²** | | | | |

- **7ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 571.61 | 167.520 | 21934 |
| Poutres | 41.28 | 45.61 | 5.800 | 1011 |
| Murs en béton armé | - | 539.43 | 71.578 | 5621 |
| Poteaux | 43.81 | - | 5.700 | 613 |
| **Total** | **-** | **1156.65** | **250.598** | **29179** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.405** | **47.12** |
| **Surface totale: 619.24 m²** | | | | |

- **8ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 571.64 | 167.530 | 21249 |
| Poutres | 41.31 | 45.64 | 5.790 | 1015 |
| Murs en béton armé | - | 539.43 | 71.578 | 5509 |
| Poteaux | 42.97 | - | 5.510 | 609 |
| **Total** | **-** | **1156.71** | **250.408** | **28382** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.404** | **45.83** |
| **Surface totale: 619.23 m²** | | | | |

- **9ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 570.25 | 167.110 | 20851 |
| Poutres | 42.41 | 47.11 | 6.440 | 1089 |
| Murs en béton armé | - | 539.43 | 71.578 | 5247 |
| Poteaux | 42.41 | - | 5.290 | 606 |
| **Total** | **-** | **1156.79** | **250.418** | **27793** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.404** | **44.88** |
| **Surface totale: 619.23 m²** | | | | |

- **10ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 568.56 | 166.690 | 21518 |
| Poutres | 41.11 | 46.60 | 6.050 | 955 |
| Murs en béton armé | - | 569.87 | 76.145 | 6235 |
| Poteaux | 42.41 | - | 5.290 | 601 |
| **Total** | **-** | **1185.03** | **254.175** | **29309** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.411** | **47.37** |
| **Surface totale: 618.76 m²** | | | | |

- **11ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 500.72 | 139.880 | 16617 |
| Poutres | 73.56 | 73.55 | 19.900 | 3303 |
| Murs en béton armé | - | 569.87 | 76.145 | 6286 |
| Poteaux | 93.13 | - | 8.370 | 2822 |
| **Total** | **-** | **1144.14** | **244.295** | **29028** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.423** | **50.27** |
| **Surface totale: 577.45 m²** | | | | |

- **12ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 404.25 | 111.500 | 11853 |
| Poutres | 67.74 | 70.82 | 18.830 | 2374 |
| Murs en béton armé | - | 358.40 | 43.709 | 3233 |
| Poteaux | 31.55 | - | 3.210 | 613 |
| **Total** | **-** | **847.76** | **180.619** | **18377** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.368** | **37.46** |
| **Surface totale: 490.57 m²** | | | | |

- **13ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 398.75 | 112.220 | 11884 |
| Poutres | 42.53 | 54.65 | 10.710 | 1376 |
| Murs en béton armé | - | 358.40 | 43.709 | 3064 |
| Poteaux | 24.80 | - | 2.590 | 260 |
| **Total** | **-** | **811.80** | **169.229** | **16584** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.372** | **36.50** |
| **Surface totale: 454.33 m²** | | | | |

- **14ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 396.16 | 114.120 | 11900 |
| Poutres | 41.80 | 57.24 | 11.310 | 1446 |
| Murs en béton armé | - | 358.40 | 43.709 | 2932 |
| Poteaux | 24.97 | - | 2.600 | 256 |
| **Total** | **-** | **811.80** | **171.739** | **16534** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.378** | **36.39** |
| **Surface totale: 454.33 m²** | | | | |

- **15ème étage :**

| Élément | Coffrage (m²) | Surface (m²) | Volume (m³) | Barres (kg) |
|---|---|---|---|---|
| Planchers-dalles | - | 502.40 | 147.300 | 15140 |
| Poutres | 44.90 | 15.40 | 0.500 | 105 |
| Murs en béton armé | - | 358.40 | 43.709 | 3831 |
| Poteaux | 24.97 | - | 2.600 | 217 |
| **Total** | **-** | **876.20** | **194.109** | **19293** |
| **Indices (par m²)** | **-** | **-** | **0.374** | **37.19** |
| **Surface totale: 518.73 m²** | | | | |

# Annexe 11 Poinçonnement du radier, vérification du poteau P3, variante du plancher-dalle, par CYPECAD

# Annexe 12 Résultats de vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement du plancher-dalle 1er étage pour tous les poteaux